

30-0112

PROF. DR.-ING. F. S. ROSTÁSY  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
Lehrstuhl für Baustoffkunde und Stahlbetonbau

TECHNISCHE UNIVERSITÄT  
BRAUNSCHWEIG

3300 Braunschweig, den

**STAHLBETON- UND SPANNBETONTANKS ZUR LAGERUNG  
TIEFKALTER, VERFLÜSSIGTER ERDGASE**

- Versuche zur Rißzähigkeit und zum Bruchverhalten -

**Forschungsbericht**

Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy

Dipl.-Ing. J. Scheuermann

Oktober 1984

**BIBLIOTHEK**  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
der Technischen Universität Braunschweig  
Beethovenstraße 52  
D-3300 Braunschweig

Mit Hilfe von Forschungsmitteln des Landes Niedersachsen wurde  
diese Arbeit in dankenswerter Weise gefördert.

Erlaß vom 13.03.1981 - GZ: 2091 - B V 4e - 33/80

## Inhaltsverzeichnis

1. EINLEITUNG
2. EINWIRKUNGEN UND BEANSPRUCHUNGEN
3. MATERIALKENNWERTE BEI SCHNELLER BELASTUNG UND TIEFER TEMPERATUR
  - 3.1 Programm der Baustoffuntersuchungen
  - 3.2 Baustoffe und Probenformen
  - 3.3 Versuchsdurchführung
    - 3.3.1 Kühlung
    - 3.3.2 Prüf- und Meßtechnik
    - 3.3.3 Maßgebende Dehngeschwindigkeit
  - 3.4 Versuchsergebnisse der Baustoffuntersuchungen
    - 3.4.1 Verhalten des Baustahls X8Ni9
    - 3.4.2 Verhalten des Spannstahls St 1470/1670
    - 3.4.3 Verhalten des Betons B45
    - 3.4.4 Thermisches Dehnverhalten
4. ZUGVERSUCHE AN BAUTEILEN BEI SCHNELLER BELASTUNG UND TIEFER TEMPERATUR
  - 4.1 Versuchsprogramm der Bauteiluntersuchungen
  - 4.2 Baustoffe und Probenformen
  - 4.3 Versuchsdurchführung
    - 4.3.1 Kühlung
    - 4.3.2 Prüf- und Meßtechnik
    - 4.3.3 Maßgebende Dehngeschwindigkeit
    - 4.3.4 Beschränkung des maximalen Kolbenhubes

#### 4.4 Versuchsergebnisse der Bauteiluntersuchungen

4.4.1 Baustahlscheiben aus kaltzähem Stahl X8Ni9

4.4.2 Baustahlscheiben aus kaltzähem Stahl X8Ni9 mit Schweißnaht

4.4.3 Spannbetonscheiben

4.4.3.1 Rechnerische Zusammenhänge

4.4.3.2 Versuchsergebnisse

4.4.3.3 Diskussion der Ergebnisse

4.4.3.4 Formänderungsvermögen bei tiefen Temperaturen

#### 5. FOLGERUNGEN FÜR DIE BAUPRAXIS

#### 6. ZUSAMMENFASSUNG

#### 7. LITERATUR

## 1. EINLEITUNG

Die Lagerung von technischen und natürlichen Gasen erfolgt meist im verflüssigten Zustand und bei Atmosphärendruck. Natürliches, verflüssigtes Erdgas (LNG) weist hierbei eine Siedetemperatur von rd.  $-165^{\circ}\text{C}$  auf. Diese tiefe Temperatur und die mit der Lagerung von LNG verknüpften Risiken führen zu unterschiedlichen Tankkonzepten /1/, /2/. Dabei setzen sich gegenwärtig die Doppelmanteltanks mit einem Außentank aus Spannbeton durch, deren Baustoffe und Ausbildung in Bild 1 dargestellt sind. Dieses Tankkonzept bietet eine hohe Sicherheit im Betrieb und bei außergewöhnlichen Lastfällen.

Abhängig von Bauweise und Lastfall werden die Baustoffe der Tankkomponenten extrem tiefe Temperaturen erfahren. Mechanische und thermische Beanspruchungen, die andauernd, wechselnd oder schockartig einwirken können, treten gemeinsam auf. Weil tiefe Temperaturen die mechanischen Eigenschaften der Werkstoffe verändern, setzte eine weltweite Forschung ein. Dabei interessierte v.a. die Frage, ob und in welchem Maße mit der tieftemperaturabhängigen Verfestigung der Werkstoffe ein Verlust an Zähigkeit einhergeht. Die Untersuchungen wurden stets unter zügiger oder statischer Belastung durchgeführt. Die Gleichzeitigkeit von tiefer Temperatur und hoher Belastungsgeschwindigkeit wurde bislang nicht verfolgt.

Schlagartige Beanspruchungen, wie sie bei Störfällen auftreten können, fördern bekanntermaßen die Sprödbbruchneigung der Baustoffe. Damit kann das reale Sicherheitsniveau von LNG-Behältern nur bei bekannten Grenzwerten gegenüber Sprödbbruch bei Gleichzeitigkeit von tiefer Temperatur und hoher Belastungsgeschwindigkeit angegeben werden. Hierzu gibt die vorliegende Forschungsarbeit besonders für Spannbetonbehälter erste Anhaltete.

In der vorliegenden Forschungsarbeit werden die wesentlichen Materialkennwerte für die Werkstoffe Baustahl X8Ni9, Spannstahl St 1470/1670 und Beton B45 bei schneller Belastung und tiefer Temperatur ermittelt, weiterhin widmet sie sich dem Verhalten von Bauteilen bei diesen Beanspruchungen. Diese Bauteile wurden als Scheiben ausgebildet und stellen somit modellhafte Ausschnitte aus der Zylinderwand eines LNG-Behälters dar.

Neben den grundsätzlichen Aussagen zum Verhalten von Bauteilen bei den o.g. Beanspruchungen liefern diese Versuche auch den Nachweis, inwieweit die zuvor ermittelten Materialkennwerte auf Verbundbaustoffe und Bauteile übertragbar sind. Darüber hinaus will die vorliegende Forschungsarbeit auch Vorurteile entkräften, die die Zähigkeit von Spannbeton bei außergewöhnlichen Belastungen und tiefen Temperaturen in Zweifel ziehen.

## 2. EINWIRKUNGEN UND BEANSPRUCHUNGEN

Welchen mechanischen und thermischen Beanspruchungen die Konstruktionswerkstoffe unterworfen werden, hängt von der Bauweise und von den Auslegungskriterien des Tanks ab. Die Auslegungskriterien werden objektbezogen und von Land zu Land unterschiedlich formuliert. Der Lastfallkatalog unterscheidet zwischen normalen und außergewöhnlichen Einwirkungen. Aus der Vielzahl der in /3/ genannten außergewöhnlichen Einwirkungen werden hier nur jene genannt, die mit extrem tiefen Temperaturen und/oder mit hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten verbunden sind:

- a) lokaler und globaler Kälteschock des Außentanks durch Leckage des Innentanks
- b) Flüssigkeitsstoß durch Aufreißen des Innentanks, verbunden mit globalem Kälteschock (Füllung des Ringspalts zwischen Außen- und Innenbehälter mit LNG)
- c) Erdbeben
- d) Gaswolkenexplosion
- e) Aufprall eines stoßenden Körpers

Der Kälteschock ist bezüglich des Gesamtbauwerks ein statischer Lastfall, auch wenn er mit zeitveränderlichen Wärmespannungen verbunden ist /4/. Alle anderen sind dynamische Lastfälle. Das gleichzeitige Auftreten von zwei oder gar mehreren außergewöhnlichen Lastfällen wird ausgeschlossen.

Bild 1 zeigt die Bodenbereiche der Varianten Innentank aus kaltzähem Stahl X8Ni9 bzw. Innentank aus Spannbeton. Der Innentank stellt die oben offene Behälterertasse dar, die allseitig durch Wärmedämmung umgeben ist. Er ist so kalt wie das LNG. Der Spannbetonaußenbehälter umschließt den Innenbehälter mit Zylinderwand, Kugelschale und Sohlplatte. Er wird tiefe Temperaturen nur beim lokalen oder globalen Kälteschock erfahren. Der Außenbehälter schützt den Innentank und dessen Inhalt vor außerge-

wöhnlichen Einwirkungen externen Ursprungs (z.B. c bis e), aber auch die Umwelt vor Einwirkungen internen Ursprungs (z.B. a und b), indem er Gas- und Flüssigkeitsdichtheit gewährleistet.

Einige Bemerkungen zur Gleichzeitigkeit von tiefer Temperatur und hoher Beanspruchungsgeschwindigkeit sind erforderlich. Der dauernd kalte Innentank muß auch für die relevanten dynamischen Belastungen ausgelegt werden. Die Gleichzeitigkeit tiefer Temperatur und hoher Beanspruchungsgeschwindigkeit wird für den Außenbehälter meist verneint. Auch beim plötzlichen Totalaufreißen des Innentanks eilt die Wirkung des Flüssigkeitsstoßes der des globalen Kälteschocks weit voraus. Bei allen anderen dynamischen Einwirkungen auf den Außentank geht man davon aus, daß der Innentank seine Tragfähigkeit behält.

Alle Baustähle verzeichnen mit Abnahme der Temperatur einen Festigkeitszuwachs und eine, ab einer charakteristischen Temperatur einsetzende Verringerung der Zähigkeit. Eine Zunahme der Dehngeschwindigkeit hat die gleiche Wirkung wie eine Temperaturabnahme. Bild 2 zeigt diese Tatsachen in schematisierter Form für einen ferritischen Stahl. Ab der Übergangstemperatur  $T_{\text{Ü}}$  beginnt der Übergang vom Gleit- zum Spaltbruch (Mischbruchbereich); Bruchdehnung und Einschnürung fallen mehr oder weniger steil ab. Ab der Temperatur  $T_{\text{Sp}}$ , an der die Reißfestigkeit  $R_R$  in die Streckgrenze einmündet, versagt das Material ohne plastische Verformung durch Spaltbruch /5/.

Die Neigung zum verformungslosen, spröden Versagen hängt von zahlreichen Parametern ab. Sprödbbruchfördernd vom Beanspruchungszustand her sind tiefe Temperaturen, hohe Spannungsmehrachsigkeit im Grund von Kerben und Rissen sowie eine hohe Beanspruchungsgeschwindigkeit. Vom Werkstoffzustand her nimmt die Sprödbbruchneigung mit der Korngröße, Alterung u.a. zu. Schließlich sind die Stahlzusammensetzung, Herstellungseinflüsse sowie der Gittertyp von Bedeutung. So zeigen die ferritischen Stähle, die

ein kubisch-raumzentriertes Gitter (krz) besitzen, einen zu höheren Temperaturen hin verschobenen Übergang zäh-spröd. Die mit Nickel hoch legierten Stähle verhalten sich, abhängig von der Legierungsmenge bis rd.  $-200^{\circ}\text{C}$  duktil. Sie kristallisieren kubisch-flächenzentriert (kfz; Austenit), wodurch die plastische Gleitmöglichkeit zunimmt. Aber auch die ferritisch-perlitischen Spannstähle (Vergütungs-) sowie die perlitischen Spannstähle ( $C \approx 0,8\%$ ; gezogen und angelassen) können über einen weiten Bereich tiefer Temperaturen eine befriedigende Zähigkeit besitzen, die durch ein sehr feines Korn bzw. durch Feinlamellarität bewirkt wird /6/.

Diese knappen Bemerkungen zeigen, daß der Konstrukteur eines LNG-Tanks die Auswahl der Werkstoffe v.a. nach deren Zähigkeit vornehmen muß. Dabei sind - vor dem Hintergrund der Folgen eines spröden Bauteilversagens - solche Baustoffe zu wählen, die in Betrieb und außergewöhnlichen Lastfällen gewisse untere Grenzwerte der Zähigkeit gewährleisten.



### 3. MATERIALKENNWERTE BEI SCHNELLER BELASTUNG UND TIEFER TEMPERATUR

#### 3.1 Programm der Baustoffuntersuchungen

Im ersten Teil dieser Forschungsarbeit wurden Untersuchungen zum Verhalten von Werkstoffen, die üblicherweise im LNG-Behälterbau verwendet werden, in Abhängigkeit von Temperatur und Belastungsgeschwindigkeit durchgeführt. Folgende Werkstoffe wurden untersucht:

- a) Kaltzäher Stahl X8Ni9 nach SEW-Blatt 680-70, Jan. 1970. Dieser Stahl hat sich für Stahlinnentanks bewährt und durchgesetzt.
- b) Gezogener und stabilisierter Spannstahl St 1470/1670 mit sehr niedriger Relaxation,  $\varnothing$  7 mm rund, glatt.
- c) Beton B45

Die drei Werkstoffe wurden sowohl bei Raumtemperatur  $+20^{\circ}\text{C}$  (RT, R) als auch bei Tieftemperatur  $-165^{\circ}\text{C}$  (TT, T) und bei weit auseinanderliegenden Dehngeschwindigkeiten geprüft.

Die langsame Beanspruchung erfolgte mit einer Dehngeschwindigkeit von  $1 \cdot 10^{-5}$  bis  $10 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ . Die gewählte hohe Dehngeschwindigkeit mußte sich i.w. nach den Leistungsdaten der servo-hydraulischen Prüfmaschine und der Meßwerterfassung richten. Der Spannstahl wurde mit  $0,8 \text{ s}^{-1}$  und der Baustahl mit  $1,6 \text{ s}^{-1}$  geprüft.

Welche Dehngeschwindigkeiten sich rechnerisch bei den verschiedenen dynamischen Lastfällen einstellen können, ist schwer abschätzbar. Beim Flüssigkeitsstoß /1/ und beim harten Aufprall /7/ kann man eine Dehngeschwindigkeit von rd.  $\dot{\epsilon} \leq 0,5 \text{ s}^{-1}$  ableiten. Die Lastfälle Erdbeben und Gaswolkenexplosion laufen

deutlich langsamer ab. Mit den Dehngeschwindigkeiten der Versuche sind demnach die denkbaren Fälle eingegrenzt.

### 3.2 Baustoffe und Probenformen

Der kaltzähe **Baustahl X8Ni9** stand als Grobblech mit einer Dicke von 24 mm zur Verfügung. Die chemische Zusammensetzung zeigt Tabelle 1 (Schmelzanalyse nach Abnahmeprüfzeugnis DIN 50049/3.1, B). Tab. 2 enthält die mechanischen Eigenschaften bei RT. Bild 3 zeigt die Probenform für die Zugversuche. Es wurde ein langer Proportionalstab (DIN 50125) mit dem Querschnitt 6 x 20 mm<sup>2</sup> gewählt. Die Zugrichtung entspricht der Walzrichtung.

Der **Spannstahl ST 1470/1670** wies die chemische Zusammensetzung von Tab. 1 auf. Sie wurde spektralanalytisch bestimmt. Die mechanischen Eigenschaften bei RT enthält Tab. 3. Die unbearbeiteten Proben besaßen eine freie Prüflänge von 500 mm. Zur Verankerung wurden an beiden Enden Köpfchen angestaucht.

Der **Beton B45** war in Gewichtsteilen wie folgt zusammengesetzt: Zement:Zuschlag:Wasser = 1:5:0,59 GT. Die genaue Betonzusammensetzung ist in Bild 4 zusammengestellt. Die mittlere Würfeldruckfestigkeit (15 cm Würfel) betrug im Alter von 28 d rd. 50 N/mm<sup>2</sup>. Die Prüfung der Druckfestigkeit erfolgte an Zylindern Ø 8/h = 16 cm; die Spaltzugfestigkeit wurde an Zylindern Ø 8/l = 8 cm geprüft. Die Stirnflächen wurden nach dem Ausschalen geschliffen. Dann wurden die Proben mit selbstklebender Folie versiegelt und bis zur Prüfung im Alter von rd. 100 d im Laborklima 20/65 gelagert. Die Feuchte betrug dann rd. 4 M%. Tabelle 4 enthält die mechanischen Eigenschaften.

Tabelle 1: Chemische Zusammensetzung der untersuchten Stähle  
(Angaben in %)

Stahl	C	Si	Mn	P	S	Al	Ni
St 1470/1670	0,77	0,26	0,63	0,025	0,013	0,054	-
X8Ni9	0,06	0,23	0,48	0,006	0,015	-	9,25

### 3.3 Versuchsdurchführung

#### 3.3.1 Kühlung

Die Versuche bei Raum- und Tieftemperatur wurden in Kühlkammern durchgeführt, die zwischen den Querhäuptern bzw. Säulen der Prüfraumen gleichsam schwebten. Die Kammern und deren Regelung erlauben die genaue Einstellung sowohl der Abkühlgeschwindigkeit als auch der Prüftemperatur. Die Kühlung erfolgt durch Vernebelung von Flüssigstickstoff. Nach Erreichen der Prüftemperatur von  $-165^{\circ}\text{C}$  wurden die Proben und Belastungsteile ausreichend lange homogenisiert. Die Betonproben blieben in Folie versiegelt, um ein Trocknen zu vermeiden. Alle Versuche wurden im Temperaturgleichgewicht durchgeführt.

#### 3.3.2 Prüf- und Meßtechnik

Die Zug- und Druckversuche wurden in steifen Prüfraumen durchgeführt. Bei den Zugversuchen wurden Zugstangen, an denen die Verankerungselemente der Probenhalterung angeschraubt waren, durch Löcher in die Kühlkammer geführt. Die Betonproben wurden über Druckstempel belastet. Die Kraft wurde mit einer Ringkraftmeßdose auf einer Kugelkalotte auf der lastabgewandten, festen Seite gemessen. Die vollständige Versuchseinrichtung für die Betondruck- und Betonspaltzugversuche enthält Bild 5.

Die Belastung erfolgte durch einen servo-hydraulisch geregelten Prüfzylinder mit Druckölspeicher: Höchstkraft 630 kN; maximaler Kolbenweg  $\pm 50$  mm; größte Kolbengeschwindigkeit 1 m/s. Nach Einbau und Abkühlung der Proben wurde eine geringe Vorlast aufgebracht. Dann folgte der schnelle Versuch. Die Meßwerte werden mit einem Transientenrecorder praktisch gleichzeitig im 1ms-Takt registriert und gespeichert.

Die Dehnungsmessung an den X8Ni9-Proben erfolgte mit vier induktiven Wegaufnehmern über die Meßbasis von  $l_0 = 11,3 \cdot \sqrt{S_0}$  und mit zwei Cu-Ni-Dehnmeßstreifen in Probenmitte. Je zwei Wegauf-

nehmer tasteten, von einem Festpunkt in der Kammer aus, jeweils das obere als auch untere Ende der Meßbasis an, s. Bild 6.

Auch die Dehnungen der Spannstahlproben wurden mit zwei unabhängigen Systemen gemessen. Zum einen wurde die gegenseitige Verschiebung der Ankerblöcke mit zwei induktiven Wegaufnehmern gemessen; Meßbasis 500 mm. Dieser Verschiebungswert enthält auch das Setzen der Köpfchen, das eliminiert werden muß. Zum anderen wurde die Dehnung mit Cu-Ni-DMS gemessen. Die Meßsysteme für die Zugversuche an Spannstahlproben sind in Bild 7 dargestellt.

Die Drucklängsdehnungen der Betonzylinder wurden auf halber Höhe mit drei tieftemperaturgeeigneten DMS gemessen, die im Winkel von  $120^\circ$  über den Umfang angeordnet waren, s. Bild 5.

### 3.3.3 Maßgebende Dehngeschwindigkeit

Die Versuche wurden kolbenweggeregelt gefahren. Nach einer kurzen Einschwing- und Anfahrphase von wenigen Millisekunden war die Abzugsgeschwindigkeit des Kolbens  $v_K$  bis zum Bruch der Probe i.w. konstant. Wegen der elastischen Nachgiebigkeit der Zugstangen und der Verankerungselemente kann die über die Probeineinspannlänge  $L$  gemittelte Dehngeschwindigkeit nicht über die Kolbengeschwindigkeit berechnet werden:

$$\dot{\epsilon}_m \leq \frac{v_K}{L} \quad (1)$$

Sie wurde im elastischen Verformungsbereich mit Hilfe der DMS-Dehnwerte bzw. jenseits dieses Bereichs mit den Dehnwerten der Wegaufnehmer bestimmt. Damit erhält man die mittlere plastische Dehngeschwindigkeit für die Baustahlproben zu

$$\dot{\epsilon}_m = \frac{\Delta l}{l_0 \Delta t} = \frac{\dot{\Delta l}}{l_0} \quad (2)$$

Hierin ist  $\Delta l$  die Verlängerung von  $l_0$  innerhalb der Zeitspanne  $\Delta t$ .

Für die Spannstahlproben mit der Einspannlänge = Meßbasis  $L = 500 \text{ mm}$  ist

$$\dot{\epsilon}_m = \frac{\Delta L}{L}, \quad (3)$$

Die Dehngeschwindigkeit der Betondruckproben wurde aus den DMS-Dehnwerten bestimmt.

Bild 8 zeigt den Meßschrieb einer Baustahlprobe. Die DMS sprechen spontan an, fallen aber bei einer Dehnung von 1,7 bis 2,0 % aus. Es gelang jedoch stets, die Streckgrenze zu überfahren. Bei den Baustahlproben treten anfänglich gewisse Trägheitseffekte auf, weil die an die Probe angeklemmten Adapter von 0 auf  $\dot{\epsilon}_m$  beschleunigt werden müssen.

Im Bereich der Streckgrenze zeigt die Zugkraft-Zeitkurve gewisse Schwingungseffekte. Die untere Streckgrenze  $R_{eL}$  wurde gemäß /8/ als Mittelwert zwischen 2. Ober- und 3. Unteramplitude bestimmt. Da das Fließen des Stahls örtlich beginnt und sich dann über die Basislänge ausbreitet, treten örtliche Unterschiede in der Dehngeschwindigkeit auf. Diese Effekte sind in  $\dot{\epsilon}_m$  verschmiert enthalten.

### 3.4 Versuchsergebnisse

#### 3.4.1 Verhalten des Baustahls X8Ni9

Die Versuchsergebnisse sind in Tab. 2 bzw. in den Bildern 9 bis 11 dargestellt. Bild 9 zeigt vier Einzelversuche. Bild 10 enthält die Mittelwerte als Säulendiagramm, wobei der Mittelwert bei RT und langsamer Belastung zu 1 gesetzt wurde. Schließlich sind in Bild 11 alle Meßwerte über der Dehngeschwindigkeit aufgetragen. Zur Vervollständigung sind die Versuchsprotokolle aller Einzelversuche in Abhängigkeit von Temperatur und Dehngeschwindigkeit in Anlage 1 enthalten.

Die Streckgrenze  $R_{eL}$  wird durch die schnelle Belastung und durch die tiefe Temperatur additiv gesteigert. Dabei übertrifft die Verfestigung infolge TT deutlich die durch schnelle Belastung bewirkte. Die Zugfestigkeit hingegen erfährt bei TT und schneller Belastung eine geringe Abnahme gegenüber TT und langsamer Belastung. Dies steht im Einklang mit der Abnahme der Bruchdehnung und Einschnürung bei TT und schneller Belastung, wobei allerdings eine beträchtliche Zähigkeitsreserve zur Verfügung bleibt.

Tabelle 2: Ergebnisse der Zugversuche an Baustahl X8Ni9  
(Mittelwerte)

Bez.	$\nu$	$\dot{\epsilon}_m$	E	$R_{eL}$	$R_m$	$A_{10}$	$A_g$	Z
	$^{\circ}C$	$s^{-1}$	$kN/mm^2$	$N/mm^2$	$N/mm^2$	%	%	%
RL	+20	$4,4 \cdot 10^{-5}$	189	658	722	13,5	9,4	56,7
RS	+20	1,6	202	709	762	15,6	10,2	52,5
TL	-165	$4,7 \cdot 10^{-5}$	190	882	1052	15,6	11,6	53,4
TS	-165	1,6(2,7)	185	974	1018	11,2	8,2	44,6

### 3.4.2 Verhalten des Spannstahls

Die Versuchsergebnisse sind in Tab. 3 bzw. in den Bildern 12 bis 14 dargestellt, weiterhin enthält die Anlage 2 die Versuchsprotokolle aller Einzelversuche in Abhängigkeit von Temperatur und Dehngeschwindigkeit. Es traten stets Einschnürungsbrüche in der freien Länge auf. Die Zunahme von Streckgrenze und Zugfestigkeit bei RT infolge schneller Belastung entspricht /9/. Die Tieftemperatur hebt die Linien gleichsam auf ein höheres Niveau und trägt mehr zur Verfestigung bei als die Dehngeschwindigkeit. Die Gleichzeitigkeit von tiefer Temperatur und schneller Belastung führt zu einem Abbau der Bruchdehnung und Einschnürung. Die Brucheinschnürung wird gegenüber RT und langsamer Belastung aber um nur 23 % auf  $\min Z \approx 27$  % reduziert.

Die Veränderung des Verformungsvermögens wird auch an den Bruchflächen deutlich. Während bei +20 °C und schneller Belastung die Bruchfläche durch Scher- und Normalbruchbereich gebildet wird, ergibt sich bei tiefen Temperaturen und schneller Belastung ein typischer Fräserbruch (Waben- und Spaltbruch) s. Bild 15. Entsprechende Bruchflächen konnten auch bei statischer Beanspruchung bei +20 °C und -165 °C festgestellt werden. Hier ist zu vermuten, daß der untersuchte Spannstahl bei -165 °C sowohl bei statischer als auch bei schneller Belastung im Mischbruchbereich nach Bild 2 versagt.

Tabelle 3: Ergebnisse der Zugversuche an Spannstahl  
St 1470/1670 (Mittelwerte)

Bez.	$\mathcal{N}$	$\dot{\epsilon}_m$	E	$R_{p0,2}$	$R_m$	$A_u$ $L_0=500 \text{ mm}$	$A_g$	Z
	°C	s <sup>-1</sup>	kN/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	%	%	%
RL	+20	$2,7 \cdot 10^{-5}$	207	1651	1868	4,2	3,4	35,1
RS	+20	0,7	211	1716	1895	4,4	3,6	37,7
TL	-165	$2,9 \cdot 10^{-5}$	206	1932	2148	4,3	3,5	27,7
TS	-165	0,8	211	2024	2165	3,0	2,5	27,0

### 3.4.3 Verhalten des Betons

Die Bilder 16 bis 18 zeigen die Ergebnisse der Druckversuche; Tab. 4 enthält die Mittelwerte aller Versuche. Man erkennt, daß die festigkeitssteigernde Wirkung einer schnellen Belastung bei RT ausgeprägt, bei TT jedoch wenig markant ist. Es fällt auf, daß die Zunahme der Zylinderdruckfestigkeit, ob durch TT oder durch schnelle Belastung bewirkt, auch von einer Zunahme der Druckbruchdehnung begleitet wird. Diese Beobachtung gilt qualitativ auch für die Spaltzugprüfung. Mit Zunahme der Spaltzugfestigkeit infolge TT und schneller Belastung war stets eine Zunahme des Kolbenwegs im Bruchzustand feststellbar. Die voll-

ständigen Versuchsprotokolle aller Einzelversuche zur Bestimmung der Druck- und Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit von Temperatur und Dehngeschwindigkeit sind in den Anlagen 3 und 4 enthalten.

Tabelle 4: Ergebnisse der Druck- und Spaltzugversuche an Beton (Mittelwerte)

Bez.	$\sigma$	$\dot{\epsilon}_m$	$E_b$	$\beta_c$	$\epsilon_{bu}$	$\dot{\epsilon}_m$ (Kolben)	$\beta_{sz}$
	$^{\circ}\text{C}$	$\text{s}^{-1}$	$\text{kN/mm}^2$	$\text{N/mm}^2$	$\%$	$\text{s}^{-1}$	$\text{N/mm}^2$
RL	+20	$1,4 \cdot 10^{-5}$	23	42,0	2,0	$9,2 \cdot 10^{-5}$	3,6
RS	+20	0,1	27	52,6	2,8	1,4	5,2
TL	-165	$1,0 \cdot 10^{-5}$	39	84,2	2,5	$8,8 \cdot 10^{-5}$	7,7
TS	-165	0,1	38	97,5	2,9	1,4	7,7

Die Veränderung des Bruchverhaltens nach Erreichen der Betondruckfestigkeit bei RT und TT belegt Bild 19, in dem die typischen Bruchbilder der Betonprobekörper abgebildet sind. Während bei RT nach Erreichen der Druckfestigkeit eine gewisse Resttragfähigkeit verbleibt, ein entsprechendes Verhalten ist in den Kurvenzügen der  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramme in Bild 16 angedeutet, versagen die Probekörper bei TT schlagartig. Dieses Bruchverhalten wird von der Dehngeschwindigkeit nur unwesentlich beeinflusst. Bei den Spaltzugversuchen konnte eine Beeinflussung des Bruchverhaltens durch Temperatur oder Dehngeschwindigkeit nicht festgestellt werden.

#### 3.4.4 Thermisches Dehnverhalten

Das Temperaturdehnverhalten im Temperaturbereich  $+20^{\circ}\text{C}$  bis  $-170^{\circ}\text{C}$  wurde in einem Quarzglasdilatometer gemessen. Dabei tasteten ein geschlossener Quarzrahmen die Proben von unten und



ein Quarzstab die Proben von oben an. Zwischen Quarzrahmen und -stab konnte außerhalb der Kältekammer bei Raumtemperatur die thermische Dehnung der Probe gemessen werden. Die Proben hatten einheitlich eine Länge von 160 mm, die Querschnitte der Proben richteten sich nach den geometrischen Verhältnissen der Zug- bzw. Druckproben und wiesen für die Baustahlproben X8Ni9 einen Querschnitt von 20 x 20 mm, für die Spannstahlproben St 1470/1670  $\varnothing$  7 mm und für die Betonproben  $\varnothing$  8 cm auf. Die Betonproben zur Ermittlung des thermischen Dehnverhaltens lagerten ebenso wie die Proben zur Ermittlung der Druck- bzw. Spaltzugfestigkeit bis zur Prüfung im Alter von rd. 100 d versiegelt in Folie.

Das thermische Dehnverhalten der untersuchten Werkstoffe - Baustahl X8Ni9, Spannstahl St 1470/1670 und Beton B45 - ist in Bild 20 dargestellt. Diese Ergebnisse entsprechen den bekannten Daten.

#### 4. ZUGVERSUCHE AN BAUTEILEN BEI SCHNELLER BELASTUNG UND TIEFER TEMPERATUR

##### 4.1 Versuchsprogramm der Bauteiluntersuchungen

Im zweiten Teil dieser Forschungsarbeit wurde das Verhalten von Bauteilen - Baustahlscheiben und Spannbetonscheiben - in Abhängigkeit von Temperatur und Belastungsgeschwindigkeit untersucht. Die Bauteile wurden sowohl bei Raumtemperatur  $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$  (RT, R) als auch bei Tieftemperatur  $-165\text{ }^{\circ}\text{C}$  (TT, T) und bei weit auseinanderliegenden Dehngeschwindigkeiten geprüft. Diese Untersuchungen wurden an folgenden Bauteilen durchgeführt:

- a) Baustahlscheiben aus kaltzähem Stahl X8Ni9
- b) Baustahlscheiben aus kaltzähem Stahl X8Ni9 mit Schweißnaht normal zur Beanspruchungsrichtung
- c) Spannbetonscheiben, Beton B45 und gezogener und stabilisierter Spannstahl St 1470/1670 mit sehr niedriger Relaxation,  $\varnothing$  7 mm rund, glatt.

Die Dehngeschwindigkeiten bei diesen Untersuchungen sollten i.w. denen der Baustoffuntersuchungen, siehe Abschnitt 3, entsprechen. Die langsame Beanspruchung erfolgte mit einer Dehngeschwindigkeit von  $1,0 \cdot 10^{-5}$  bis  $10 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ . Die gewählte hohe Dehngeschwindigkeit mußte sich auch hier i.w. nach den Leistungsdaten der servo-hydraulischen Prüfmaschine und der Meßwerterfassungsanlage richten. Die erreichte mittlere Dehngeschwindigkeit lag bei allen untersuchten Bauteilen im Mittl bei ca.  $1,0 \text{ s}^{-1}$ . Mit diesen Dehngeschwindigkeiten sind Beanspruchungen, wie sie bei Störfällen für LNG-Behälter auftreten können, abgedeckt, siehe /1/, /7/.

#### 4.2 Baustoffe und Probenformen

Für die Untersuchungen zum Verhalten von Bauteilscheiben bei hohen Lastgeschwindigkeiten und Gleichzeitigkeit von tiefen Temperaturen standen die gleichen Baustoffe wie bei den entsprechenden Untersuchungen an den Einzelwerkstoffen zur Verfügung. Dies waren: kaltzäher Baustahl X8Ni9, Spannstahl St 1470/1670 und Beton B45. Die Zusammensetzung dieser Baustoffe und die mechanischen Eigenschaften sind bereits in Abschn. 3.2 ausführlich beschrieben.

Bei der Ausbildung der Baustahl- und Spannbetonscheiben sollten folgende Grundsätze eingehalten werden:

- Eine für den Ausschnitt aus einem Behälter repräsentative Scheibengeometrie
- Gleiche Last bei Erreichen der Streckgrenze der Baustahl- und Spannbetonscheiben bei RT und statischer Beanspruchung
- maximale Bruchlast kleiner als Höchstkraft des Prüfzylinders,  $F_u < 630 \text{ kN}$
- größte Bauteildehnung kleiner als maximaler Kolbenhub des Prüfzylinders
- Vorspanngrad der Spannbetonscheibe angepaßt an baupraktische Auslegungsbedingungen
- planmäßige definierte, künstliche Vorschäden in den Baustahl- und Spannbetonscheiben, die Vergleiche zulassen.

Die Höchstkraft des Prüfzylinders und der vorgesehene Vorspanngrad der Spannbetonscheiben bestimmten eindeutig die Auslegung der Probenquerschnitte. Die dabei vorzusehenden künstlichen Vorschäden, die bei den verschiedenen Scheiben in etwa ähnliche

Spannungskonzentrationen bewirken und außerdem baupraktische Schädigungen widerspiegeln sollen, konnten im Rahmen dieser Arbeit nicht bestimmt werden. Als baupraktisch mögliche Vorschädigungen in Stahlkonstruktion können Haarrisse oder kleine Spalten im Werkstoff oder in der Schweißnaht und in Spannbetonkonstruktionen Risse im Beton und Verletzungen des Spanndrahtes bezeichnet werden. Alle diese Vorschädigungen führen zu unterschiedlichen Spannungskonzentrationen und damit zu nicht mehr vergleichbaren Beanspruchungszuständen. Aus diesem Grunde wurde auf eine Vorschädigung der Baustahl- bzw. Spannbetonscheiben verzichtet und nur bestimmungsgemäße Bauteile geprüft, nämlich Baustahlscheiben mit und ohne Schweißnaht und Spannbetonscheiben mit vorgegebenem Rißort zur Aufzeichnung der Rißweitenentwicklung.

Für das Verschweißen der X8Ni9-Scheiben wurde eine umhüllte Stabelektrode, Marke GRINI 7 (NCF 9), Typ S-NiCr 15 FeMn nach DIN 1736, mit einem Durchmesser von 3,25 mm verwendet. Diese Elektrode ist lt. Kennblatt für Schweißzusätze für den Werkstoff X8Ni9 bis zu einer tiefsten Betriebstemperatur von  $-269^{\circ}\text{C}$  zugelassen. Die Berechnungskennwerte liegen für den Schweißzusatz bei 80 % der Berechnungskennwerte des Grundwerkstoffes,  $\max \sigma_u = 420 \text{ N/mm}^2$  (1,0 %-Dehngrenze).

Sollen repräsentative Spannbetonscheiben geprüft werden, so sollte wegen der erforderlichen Betonüberdeckung der Spannstahlbewehrung eine Dicke von mindestens 6 - 8 cm und eine Breite vom 4 - 5-fachen Wert der Dicke eingehalten werden. Hier wurde ein Querschnitt von 8 x 35 cm gewählt. Bei einem baupraktisch üblichen Wert der Betonvorspannung von  $6 \text{ N/mm}^2$  ergibt sich ein Spannstahlbedarf von 5  $\emptyset$  7 mm St 1470/1670.

Damit mußte für die Baustahlscheiben bei gleicher Strecklast wie die der Spannbetonscheiben ein erforderlicher Querschnitt von  $455 \text{ mm}^2$  (gültig für  $+20^{\circ}\text{C}$  und statische Beanspruchung) festge-

legt werden. Um die Ausbildung einer Scheibe zu realisieren, wurde ein Querschnitt von 5 x 91 mm gewählt. Die Probenform ist in den Bildern 21 und 33 dargestellt. Diese Proben wurden aus einem Grobblech mit einer Dicke von 24 mm herausgearbeitet, wobei die Wärmeeinflußzonen infolge Abbrennens nachträglich maschinell abgearbeitet wurden.

Die Baustahlproben mit Schweißnaht entsprachen im Querschnitt denen ohne Schweißnaht. Nach mittiger Teilung der Proben und Vorbereitung der Schweißnahtflanken wurden beide Teile mit einer X-Naht verschweißt, wobei an beiden Seiten An- und Auslaufstücke angeheftet waren. Nach Abtrennen der An- und Auslaufstücke wurden die Proben auf ihre definierte Breite von 91 mm abgearbeitet, so daß auch bei diesen Scheiben mögliche seitliche Wärmeeinflußzonen ausgeschlossen werden konnten. Die Bilder 22 und 33 zeigen die Baustahlproben mit Schweißnaht.

Entsprechend DIN 50125 ergab sich für die Baustahlproben mit und ohne Schweißnaht eine einheitliche Meßbasis von  $L_0 = 11,3 \sqrt{S_0} = 240 \text{ mm}$ .

Wie oben dargestellt wurden die Spannbetonscheiben mit einem Betonquerschnitt von 8 x 35 cm ausgebildet, ihre Länge betrug 1,0 m. Zur mittigen Vorspannung waren 5 Spanndrähte vorgesehen, die in Hüllrohren verlegt waren, die 28 Tage nach Betonieren mit Zementmörtel (W/Z = 0,44; Zement: PZ 45 F) verpreßt wurden. Zur Einleitung der Zugkraft waren an den Ankerbarren noch zusätzlich Bewehrungsstähle  $\emptyset 8$  stumpf angeschweißt. Außerhalb der Einleitungsbereiche ergab sich damit eine freie Prüflänge von 50 cm. Da bei hohen Dehngeschwindigkeiten und bei Tieftemperaturversuchen Rißweitenmessungen nur an definierten Stellen möglich sind, wurde bei diesen Spannbetonscheiben in der Mitte eine planmäßige Betonquerschnittsschwächung von ca. 50 % vorgesehen. Die Ausbildung der Spannbetonscheiben ist aus den Bildern 23 bis 26 ersichtlich.

Nach dem Betonieren wurden die Spannbetonscheiben 7 Tage unter feuchten Tüchern gelagert und danach mit selbstklebender Folie bis zum Prüfalter von 150 Tagen versiegelt, s. Bild 27. 28 Tage nach dem Betonieren erfolgte das Vorspannen und das Verpressen der Hüllrohre. Aus den gleichen Herstellungs- und Lagerungsbedingungen ergab sich damit für alle Scheiben das gleiche Schwind- und Kriechmaß.

Zur Bestimmung der Schwinddehnungen der Spannbetonscheiben wurde ein Begleitkörper erstellt, der die gleichen Abmessungen ( $L = 100 \text{ cm}$ ,  $b = 35 \text{ cm}$ ,  $d = 8 \text{ cm}$ ) wie die bei den Zugversuchen verwendeten Spannbetonscheiben aufwies und bei entsprechend gleichen Bedingungen in Folie gelagert wurde. Auch die Kerbe in Scheibenmitte wurde bei dieser Schwindscheibe vorgesehen. Auf das Einlegen von Hüllrohren, Spanndrähten und auf das nachträgliche Verpressen der Hüllrohre wurde bei dieser Scheibe verzichtet.

Die Verkürzung der Betonscheibe infolge Schwindens wurde mit einem 10 cm Setzdehnungsmesser an der Betonoberfläche an 6 Meßlängen bestimmt. Der Mittelwert der Meßergebnisse ist in Bild 28 dargestellt. Danach ergibt sich für die Spannbetonplatten für den Zeitraum vom Vorspannen,  $t = 28$  Tage, bis zur Versuchsdurchführung,  $t = 150$  Tage, ein Schwindmaß  $\epsilon_s, t = -0,086\text{‰}$ .

Berechnungen des Schwindmaßes nach DIN 4227 erbringen nahezu das gleiche Ergebnis, wenn das Grundswindmaß (für Lage des Bauteils: allgemein im Freien) nach Tabelle 8, Zeile 3, angenommen wird. Wegen dieser Übereinstimmung kann auch die Kriechzahl  $\varphi_t$  zutreffend nach DIN 4227 ermittelt werden. Für  $t = 150$  Tage,  $t_0 = 28$  Tage und  $\varphi_{f0} = 2,0$  ergibt sich  $\varphi_t = 0,97$ .

Damit ergab sich für die Spannbetonscheiben im Mittel zum Zeitpunkt der Prüfung folgendes Vorspannniveau im Bereich außerhalb der mittigen Kerbe:

Vorspannen  $t = 0$ :

$$\begin{aligned} Z_{vo} &= 158,6 \text{ kN} \\ \sigma_{Zvo} &= 824,2 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{bvo} &= -6,15 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Kriechen und Schwinden  $t = 150$  Tage:

$$\begin{aligned} \epsilon_{s, t} &= -8,6 \cdot 10^{-5} \\ \varphi_t &= 0,97 \end{aligned}$$

Raumtemperatur:

$$\begin{aligned} Z_{vt} &= 147,6 \text{ kN} \\ \sigma_{Zvt} &= 766,7 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{bvt} &= -5,72 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Bei den Tieftemperaturversuchen werden die Spannbetonscheiben infolge von Unterschieden im thermischen Dehnverhalten von Spannstahl und Beton, s. Bild 20, bei der Abkühlung durch Eigenspannungen beansprucht. Nach /12/, /13/ errechnen sich die Zwangsspannungen des Spannstahles mit den hier gültigen Materialkonstanten zu

$$\sigma_Z \text{ Zwang} = \frac{E_s(\vartheta)}{1 + n\mu} (\vartheta - 20^\circ\text{C}) (\alpha_b - \alpha_s) \quad (4)$$

$$\sigma_Z \text{ Zwang} = 19 \text{ N/mm}^2$$

Damit ergibt sich für die TT-Versuche im Mittel folgendes Vorspannniveau:

Tieftemperatur:

$$\begin{aligned} Z_{vt} &= 150,9 \text{ kN} \\ \sigma_{Zvt} &= 783,9 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{bvt} &= -5,84 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

#### 4.3 Versuchsdurchführung

##### 4.3.1 Kühlung

Die Versuche bei Raum- und Tieftemperatur wurden in einer Kühlkammer durchgeführt, die zwischen den Querhäuptern bzw. Säulen des Prüfrahmens gleichsam schwebte. Die Kammer und deren Rege-

lung erlaubten die genaue Einstellung sowohl der Abkühlgeschwindigkeit als auch der Prüftemperatur. Das Kühlmedium war Flüssigstickstoff, der mit Hilfe eines Propellers im Kühlraum zerstäubt wurde. Um mögliche Vorschädigungen der Spannbetonscheiben infolge Eigenspannungen, resultierend aus Temperaturdifferenzen zwischen Probenoberfläche und -zentrum zu vermeiden, wurde die Abkühlgeschwindigkeit bei den Spannbetonscheiben mit  $\dot{\vartheta} = 0,5 \text{ }^{\circ}\text{C}/\text{min}$  festgelegt. Die max. Temperaturdifferenz beträgt dann bei der vorliegenden Versuchskörpergeometrie weniger als  $10 \text{ }^{\circ}\text{C}$ . Die Stahlproben wurden einheitlich mit  $\dot{\vartheta} = 1,0 \text{ }^{\circ}\text{C}/\text{min}$  abgekühlt. Nach Erreichen der Prüftemperatur wurden die Proben und die Belastungsteile ausreichend lange homogenisiert, so daß alle Versuche im Temperaturgleichgewicht durchgeführt wurden. Wegen der Anbringung der Meßsysteme war es erforderlich, vor Versuchsbeginn die Versiegelungsfolie von den Spannbetonscheiben zu entfernen. Ein mögliches Austrocknen des Betons konnte so wegen der relativ kurzen Zeit der Versuchsdurchführung auf den oberflächennahen Bereich beschränkt werden. Die damit verbundene Beeinflussung der Versuchsergebnisse war somit vernachlässigbar gering.

#### 4.3.2 Prüf- und Meßtechnik

Die Zugversuche wurden in einem steifen Prüfraumen durchgeführt. Die Bilder 29 und 30 zeigen den Aufbau des Versuchsstandes für die Versuche an den Baustahl- und den Spannbetonscheiben. Zur Lasteinleitung wurden Zugstangen, an denen die Verankerungselemente der Probenhalterung angeschraubt waren, durch Löcher in die Kühlkammer geführt. Die Kraft wurde mit einer Ringkraftmeßdose auf einer Kugelkalotte auf der lastabgewandten, festen Seite gemessen.

Die Belastung erfolgte durch einen servo-hydraulisch geregelten Prüfzylinder mit Druckspeicheröl: Höchstkraft 630 kN; maximaler Kolbenweg  $\pm 50 \text{ mm}$ ; größte Kolbengeschwindigkeit 1 m/s. Nach



Einbau und Abkühlung der Scheiben wurde eine geringe Vorlast aufgebracht. Dann erfolgte der Versuch bei schneller bzw. statischer Beanspruchung. Die Meßwerte wurden mit einem Transientenrecorder praktisch gleichzeitig registriert und gespeichert. Bei den schnellen Versuchen wurden die Meßwerte im 1 ms-Takt aufgenommen, bei den statischen Versuchen wurde die Meßwerterfassung den längeren Versuchsdurchführungszeiten angepaßt.

Im Bereich der Streckgrenze zeigt bei hohen Dehngeschwindigkeiten die Zugkraft-Zeitkurve gewisse Schwingungseffekte. Die untere Streckgrenze  $R_{eL}$  bzw. die 0,2 % Dehngrenze  $R_{p 0,2}$  wurde als Mittelwert aus 2. Ober- und 3. Unteramplitude bestimmt, vgl. Abs. 3.3.3.

Die Dehnungsmessung an den X8Ni9-Scheiben erfolgte mit zwei induktiven Wegaufnehmern über die Meßbasis  $L_0 = 11,3 \sqrt{S_0} = 240 \text{ mm}$  und mit zwei Cu-Ni-Dehnmeßstreifen in Probenmitte, siehe Bilder 31 und 33. Die Wegaufnehmer und die Enden des Tauchankers wurden über Klemmblöcke direkt an den Proben befestigt. Die Ausbildung der Klemmblöcke mit Schneiden und Rollen garantierte die Einhaltung der festgelegten Meßlänge.

Die Dehnungsmessung an den X8Ni9-Scheiben mit Schweißnaht erfolgte in gleicher Weise wie bei denen ohne Schweißnaht. Zusätzlich waren hier noch sechs Dehnmeßstreifen auf der Schweißnaht angeordnet, die Dehnung des Stahls wurde über vier Dehnmeßstreifen in den Viertelpunkten der Probe ober- und unterhalb der Schweißnaht gemessen, siehe Bilder 32 und 33.

Bei den Spannbetonscheiben wurden die Dehnungen des Spannstahles über 7 Cu-Ni-Dehnmeßstreifen gemessen, die symmetrisch zum Kerb auf dem mittleren Spanndraht angeordnet waren. Die Messung der entsprechenden Betondehnungen erfolgte an der Oberfläche mit sechs Cu-Ni-Dehnmeßstreifen. Die mittlere Dehnung der Spannbetonscheibe außerhalb der Einleitungsbereiche wurde mit zwei in-

duktiven Wegaufnehmern an den Scheibenseiten über die Meßbasis  $L_0 = 500$  mm erfaßt, zur genaueren Aufzeichnung der Rißöffnungen wurden noch je zwei induktive Wegaufnehmer an der Vorder- und Rückseite angeordnet, deren Meßbasis symmetrisch zum Kerb ca. 90 mm betrug. Die genaue Anordnung der einzelnen Meßsysteme kann den Bildern 34 und 35 entnommen werden.

#### 4.3.3 Maßgebende Dehngeschwindigkeit

Die Versuche wurden kolbenweggeregelt gefahren. Bei den statischen Beanspruchungen war die Abzugsgeschwindigkeit des Kolbens  $v_k$  vom Beginn des Versuches bis zum Erreichen des vorgegebenen maximalen Kolbenweges konstant, bei schnellen Beanspruchungen erreichte die Abzugsgeschwindigkeit des Kolbens erst nach einer kurzen Einschwing- und Anfahrphase von wenigen Millisekunden den vorgegebenen konstanten Wert. Wie schon in Abschnitt 3.3.3 beschrieben, konnte auch hier wegen der elastischen Nachgiebigkeiten der Zugstangen und der Verankerungselemente die über die Probeneinspannlänge gemittelte Dehngeschwindigkeit nicht über die Kolbengeschwindigkeit ermittelt werden.

Bei den Baustahlscheiben wurde die Dehngeschwindigkeit im elastischen Verformungsbereich mit Hilfe der Meßergebnisse der DMS bestimmt, jenseits dieses Bereiches mit denen der Wegaufnehmer. Mit beiden Ergebnissen erhält man die mittlere plastische Dehngeschwindigkeit. Diese Unterteilung war erforderlich, da die Meßergebnisse der Wegaufnehmer einen gewissen Trägheitseffekt aufwiesen. Diese waren über Adapter an die Proben angeklemt und mußten so von 0 auf  $\dot{\epsilon}_m$  beschleunigt werden. Die DMS dagegen sprachen spontan an, fielen aber bereits bei Dehnungen von 1,7 bis 2,0 % aus.

Zur Bestimmung der maßgebenden Dehngeschwindigkeit an den Baustahlscheiben mit Schweißnaht mußte zwischen der Dehngeschwindigkeit des Baustahles außerhalb der Schweißnaht und der in der Schweißnaht unterschieden werden. Wegen der geringeren Festig-

keit des Schweißgutes erfährt nur die Schweißnaht große Dehnungen, während der Baustahl im elastischen Bereich verbleibt. Daraus resultiert, daß die Einzelwerkstoffe Baustahl und Schweißgut unterschiedliche Dehngeschwindigkeiten erfahren. Nach Überschreiten der Streckgrenze des Schweißwerkstoffes erfolgt der wesentliche Verformungszuwachs in der Schweißnaht. Außerdem wird im Bruchbereich elastische Verformungsenergie aus der Stahlprobe in die Schweißnaht verlagert, so daß die Dehngeschwindigkeit in der Schweißnaht nicht konstant ist. Den Meßschrieb einer Baustahlscheibe mit Schweißnaht zeigt Bild 36. Die Dehngeschwindigkeiten an diesen Scheiben wurden für den Grundwerkstoff X8Ni9 und für das Schweißgut aus den Meßergebnissen der DMS bestimmt. Die Ergebnisse der Wegaufnehmer waren unbrauchbar, da sie nur ein verschmiertes Ergebnis lieferten. Die in Tabelle 6 angegebenen Dehngeschwindigkeiten in der Schweißnaht ergeben sich in der ersten Zeile aus der mittleren Dehnung bis zum max. Dehnwert der DMS und in der zweiten Zeile aus der mittleren Dehnung nach Überschreiten der Streckgrenze ( $\epsilon \approx 0,3 \%$ ) bis zum max. Dehnwert der DMS.

Bei den Spannbetonscheiben wurde die mittlere Dehngeschwindigkeit aus den Dehnwerten der Wegaufnehmer bestimmt.

Da das Fließen des Stahles örtlich beginnt und sich dann über die Basislänge ausbreitet, treten örtliche Unterschiede in der Dehngeschwindigkeit auf. Diese Effekte sind in  $\dot{\epsilon}_m$  verschmiert enthalten.

#### 4.3.4 Beschränkung des maximalen Kolbenhubes

Der für diese Versuche dem Institut zur Verfügung stehende servo-hydraulisch geregelte Prüfzylinder mit Öldruckspeicher weist eine Höchstkraft von 630 kN, einen max. Kolbenhub von  $\pm 50$  mm und eine größte Kolbengeschwindigkeit von 1 m/s auf. Sollen große Kräfte bei großen Dehnungen und großen Kolbengeschwindig-

keiten erzielt werden, so ist bei dieser Anlage eine erhebliche Ölmenge mit entsprechendem Öldruck erforderlich. Trotz Verdoppelung der Öldruckspeicherkapazität und der Vergrößerung der Ölleitungsquerschnitte war bei den festgelegten Probekörpergeometrien und den damit verbundenen Ausnutzungsgraden des Prüfzylinders von ca. 75 % der Höchstkraft und mehr als 50 % des max. Kolbenhubes entsprechende Kolbengeschwindigkeiten wie bei den Versuchen an den Einzelbaustoffen nicht mehr realisierbar.

Weiter zeigte sich bei dem ersten Versuch an einer Spannbetonscheibe bei Raumtemperatur und statischer Beanspruchung, daß das Versagen eines Spanndrahtes einen erheblichen Querbiegeschlag auf den Kolben des Prüfzylinders ausübt, der nahe an das zulässige Maß heranreicht.

Um den aus dem Bruch einzelner Spanndrähte resultierenden Querbiegeschlag auf den Prüfzylinder auszuschließen und um Dehngeschwindigkeiten zu erreichen, die denen der Versuche an den Einzelbaustoffen entsprechen, wurde bei allen Versuchen der max. Kolbenhub auf 35 mm begrenzt.

#### 4.4 Versuchsergebnisse der Bauteiluntersuchungen

##### 4.4.1 Baustahlscheiben aus kaltzähem Stahl X8Ni9

Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 5 und Bild 37 dargestellt. In den Bildern 38 und 39 sind die Proben nach Durchführung der Zugversuche dokumentiert. Bild 37 zeigt die  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramme aller Einzelversuche bei RT, TT sowie bei statischer und schneller Belastung, die Tabelle 5 enthält die wesentlichen Materialkennwerte.

Wie schon in Abschnitt 4.3.4 dargelegt, konnten die Proben wegen der Beschränkung des maximalen Kolbenhubes nicht bis zum Bruch beansprucht werden. Nur die Probe TS1 - TT, schnelle Belastung - brach bei der vorgegebenen Versuchsdurchführung. Wegen der

festgestellten großen Brucheinschnürung und wegen der vorliegenden Bruchform, s. Bild 39, kann bei dieser Probe kein frühzeitiges Sprödbbruchversagen unterstellt werden. Vermutlich wird fehlerhafter exzentrischer Einbau der Probe in die Probenhalterung und der damit verbundene mehrachsige Spannungszustand das frühzeitige Versagen verursacht haben.

Ein Vergleich der Versuchsergebnisse der Baustahlscheiben nach Tabelle 5 mit denen der Baustoffuntersuchungen nach Tabelle 2 zeigt nahezu identische Materialkennwerte. Weiter ist zu erkennen, daß die Baustahlscheiben weit über die Streckgrenze bis nahe zur Gleichmaßdehnung beansprucht wurden. Eine Übertragbarkeit der Materialkennwerte aus Baustoffuntersuchungen in Abhängigkeit von Temperatur und Belastungsgeschwindigkeit auf Bauteile ist demnach gegeben. Zu beachten ist, daß die Streckgrenze durch tiefe Temperaturen und hohe Beanspruchungsgeschwindigkeiten additiv gesteigert wird, die Zugfestigkeit erfährt dagegen bei dieser Beanspruchung eine geringe Abnahme gegenüber der bei TT und langsamer Belastung. Dies steht im Einklang mit einer Verringerung der Bruchdehnung und Brucheinschnürung. Bei allen Baustahlscheiben verblieben bei den vorgegebenen Beanspruchungsarten beträchtliche Zähigkeitsreserven.

#### 4.4.2 Baustahlscheiben aus kaltzähem Stahl X8Ni9 mit Schweißnaht

Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 6 und in den Bildern 40 bis 42 dargestellt. Im Bild 43 sind alle Proben nach Durchführung der Zugversuche dokumentiert. Die Bilder 40 bis 42 zeigen die  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramme aller Einzelversuche bei RT, TT sowie bei statischer und schneller Belastung. Dabei gelten die durchgezogenen Linien für den Stahl außerhalb des Einflußbereiches der Schweißnaht und die gestrichelten Linien für die Schweißnaht. In der Tabelle 6 sind die wesentlichen Materialkennwerte für den Grundwerkstoff X8Ni9 und für das Schweißgut aufgelistet, soweit sie aus den Versuchen ermittelt werden konnten.

Tabelle 5: Ergebnisse der Zugversuche an Baustahlscheiben X8Ni9

Bez.	$\vartheta$	$\epsilon_m$	E	$R_{eL}$	$\max \sigma$	$\epsilon(\max \sigma)$	$\Delta S_{rel}$
	$^{\circ}C$	$s^{-1}$	$kN/mm^2$	$N/mm^2$	$N/mm^2$	%	%
RL	+ 20	$7.82 \cdot 10^{-5}$	182	652	692	9.06	9.9
RS 1	+ 20	1.59	180	723	745	10.4	10.2
RS 2	+ 20	1.55	180	696	735	9.95	8.8
TL	- 165	$7.42 \cdot 10^{-5}$	206	888	959	9.36	11.2
TS 1	- 165	0.84	177	951	818	2.85	13.1 49.3 )x
TS 2	- 165	0.84	185	969	946	5.81	8.5

)x nur diese Probe versagte durch Bruch

obere Zeile: rel. Querschnittsveränderung außerhalb der Bruch-  
einschnürung

untere Zeile: Brucheinschnürung

Tabelle 6: Ergebnisse der Zugversuche an geschweißten Baustahlscheiben X8Ni9

Bez.	$\vartheta$	X8Ni9 - Grundmaterial			Schweißnaht					
		$\dot{\epsilon}_m$	E	max $\sigma$	$\dot{\epsilon}_m$	E	max $\epsilon_{\text{Meß}}$	zugeh. $\sigma$	Z	$F_u$
		s <sup>-1</sup>	kN/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	s <sup>-1</sup>	kN/mm <sup>2</sup>	%	N/mm <sup>2</sup>	%	kN
RL	+ 20	1.35 10 <sup>-5</sup>	200	625	8.65 10 <sup>-5</sup> 2.57 10 <sup>-5</sup>	117	1.6	456	21.4	291
RS 1	+ 20	0.2	187	693	1.24 3.49	130	1.74	553	18.7	322
RS 2	+ 20	0.21	189	711 676	1.06 3.47	128	1.70	501	19.8	328
TL	- 165	1.32 10 <sup>-5</sup>	199	749 693	3.91 10 <sup>-5</sup> 0.96 10 <sup>-5</sup>	173	1.33	693	19.1	348
TS 1	- 165	0.22	195	846 779	1.16 3.33	176	1.98	633	18.9	391
TS 2	- 165	0.20	185	849 784	0.45 1.14	170	0.65	615	17.8	394

Wegen der geringeren Festigkeit der Schweißnaht erfuhren bei diesen Versuchen die Schweißnaht und der Baustahl unterschiedliche Beanspruchungen, siehe Abschnitt 4.3.3. Die Beanspruchung des Baustahles blieb bei allen Versuchen unterhalb der von Temperatur und Belastungsgeschwindigkeit abhängigen Streckgrenze, so daß auch nach den Versuchen im Bereich außerhalb der Schweißnaht an keiner Probe eine relative Querschnittsänderung festgestellt werden konnte. Da die Verformungsenergie bei den weggesteuerten Versuchen zum Großteil in der Schweißnaht verbraucht wurde, konnte für das Grundmaterial X8Ni9 bei allen Versuchen nur etwa 20 % der Dehngeschwindigkeit der Versuche an Baustahlscheiben ohne Schweißnaht erreicht werden. Unter Berücksichtigung der veränderten mittleren Dehngeschwindigkeiten ergibt sich eine gute Übereinstimmung der ermittelten Elastizitätsmodule für den Werkstoff X8Ni9, vgl. Tabelle 5 und 6.

Die Beanspruchung der Schweißnaht erfolgte bei wesentlich höheren Dehngeschwindigkeiten. Bei diesen Versuchen konnte wegen des geringen Verformungsanteils der Schweißnaht, bezogen auf die Basislänge  $L_0 = 240$  mm der Wegaufnehmer die  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramme des Schweißgutes nur aus den Meßergebnissen der DMS aufgezeichnet werden. Diese fielen spezifikationsbedingt bei einer Dehnung von ca. 2 % aus, in jedem Fall wurde aber die Streckgrenze überfahren. Damit konnte aus diesen Versuchen die Bruchdehnung des Schweißgutes nicht festgestellt werden. Die Streckgrenze, erkennbar durch den Knickpunkt in den  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagrammen, die Zugfestigkeit, erkennbar aus der maximal erreichten Last  $F_u$ , und der E-Modul des Schweißgutes werden in etwa ähnlichem Maße infolge tiefer Temperatur und hoher Belastungsgeschwindigkeit verändert wie beim Grundmaterial X8Ni9. Das Festigkeitsniveau liegt allerdings beträchtlich niedriger.

Das Verformungsvermögen der Schweißnaht läßt sich zum einen aus den festgestellten Brucheinschnürungen der Schweißnaht und zum anderen aus den  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagrammen ablesen. Da die auswertbaren Meß-



ergebnisse der Schweißnahtdehnung mit Ausfall der DMS bei ca. 2 % enden, kann das Verformungsvermögen des Schweißgutes nur qualitativ angegeben werden. Zwischen feststellbarer Strecklast und Last bei Versagen der DMS auf der Schweißnaht ist bis zur Bruchlast bei allen Proben noch ein erheblicher Lastanstieg zu verzeichnen. Dieser Lastanstieg ergibt sich aus der Verfestigung des Materials nach Überschreiten der Fließgrenze. Der zugehörige Verformungsanteil kann hierfür nur tendentiell mit einigen Prozenten angegeben werden. Einen zuverlässigeren Wert zum Verformungsvermögen gibt die Brucheinschnürung der Schweißnaht. Diese ist näherungsweise konstant bei ca. 18 - 20 %, also unabhängig von Temperatur und Dehngeschwindigkeit, und zeigt ein beträchtliches Zähigkeitsniveau auch bei tiefer Temperatur und hoher Lastgeschwindigkeit an.

#### 4.4.3 Spannbetonscheiben

##### 4.4.3.1 Rechnerische Zusammenhänge

Im folgenden werden die rechnerischen Beziehungen für die Beton- und Spannstahlspannungen sowie Dehnungen in den Zuständen I und II für die spätere Diskussion zusammengestellt.

#### 1. Querschnitts- und Stoffwerte

##### a) Bruttoquerschnitt

$$A_b = b \cdot d; E_b, \beta_{bZ}$$

$$A_z = m \frac{d_z^2}{4}; E_z, \text{ St 1470/1670, } \emptyset 7 \text{ mm, rund, glatt}$$

m Anzahl der Drähte  $V_m = 5$

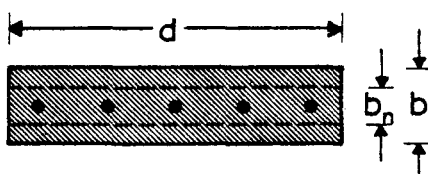
$$A_i = A_b + (n - 1) A_z \quad (5a)$$

##### b) Kerbquerschnitt

$$A_{bn} = b_n d; E_b, \beta_{bZ}$$

$$A_z \text{ wie oben}$$

$$A_{in} = A_{bn} + (n - 1) A_z$$



(5b)

c) Anschlußquerschnitt(-fuge)

$$A_b = b \cdot d; E_b; \beta_{bz} \approx 0$$

$A_z$  wie oben

$$A_s = m_s \frac{d_s^2}{4}; E_s; \text{St 420/500 RUS; } \emptyset 8 \text{ mm V, } m_s = 12$$

$$A_{if} = A_b + (n_z - 1) A_z + (n_s - 1) A_s \quad (5c)$$

2. Vorspannung

Vorspannkraft im Alter  $t_0$ :  $V_0 = -A_z \sigma_{zvo}; \epsilon_{zvo} = \frac{\sigma_{zo}}{E_z}$

Vorspannkraft im Prüfalter  $t$ :  $N_{vt} = V_t = -A_z \sigma_{zvt}; \epsilon_{zvt} = \frac{\sigma_{zvt}}{E_z}$

Vorspannverlust infolge S + K innerhalb von  $t-t_0$ :  $\Delta V_t = -A_z (\sigma_{zvo} - \sigma_{zvt}) \quad (6)$

Betonspannung im Brutto- und Anschlußquerschnitt:

$$\sigma_{bvo} = \frac{V_0}{A_b} \text{ bei } t = t_0$$

$$\sigma_{bvt} = \frac{V_t}{A_b} \text{ bei } t$$

Betonspannung im Kerbquerschnitt:

$$\sigma_{bnvo} = \frac{V_0}{A_{bn}} \text{ bei } t = t_0$$

$$\sigma_{bnvt} = \frac{V_t}{A_{bn}} \text{ bei } t$$

3. Betonspannungen infolge äußerer Last N und im Zustand I

a) Allgemein

$$\sigma_b = \frac{N}{A_i} + \frac{V}{A_b} \quad (7)$$

b) Dekompression  $\sigma_b = 0$ :

Bruttoquerschnitt und Anschlußfuge

$$N_D = -V$$

Kerbquerschnitt

$$N_{dn} = -V$$

c) Erstrißbildung

Bruttoquerschnitt

$$\beta_{bZ} = \frac{N_{R1}}{A_i} + \frac{V}{A_b} \quad (8)$$

$$N_{R1} = A_i (\beta_{bZ} - \sigma_{bvt}) \quad (9)$$

Anschlußquerschnitt

$$\beta_{bZ} = 0$$

$$N_{R1f} = -A_{if} \sigma_{bvt} < N_{R1} \quad \text{wenn } \beta_{bZ} > -\sigma_{bvt} \left( \frac{A_{if}}{A_i} - 1 \right) \quad (10)$$

Kerbquerschnitt

$$\begin{aligned} N_{R1n} = A_{in} (\beta_{bZ} - \sigma_{bvt}) &< N_{R1} \\ &> N_{R1f} \quad \text{wenn } \beta_{bZ} > -\sigma_{bvt} \frac{A_{if}-A_i}{A_{in}} \end{aligned} \quad (11)$$

Demnach ist die Rißfolge i.w. abhängig von der vorhandenen Betonzugfestigkeit, einen geringen Einfluß übt allerdings die vorhandene Anschlußbewehrung in der Anschlußfuge aus. Kann vorausgesetzt werden, daß die Betonzugfestigkeit ca. 30 % der vorhandenen Betondruckvorspannung beträgt, dann wird die Rißfolge bei den hier vorliegenden geometrischen Verhältnissen folgendermaßen ablaufen: Zunächst geht die Anschlußfuge auf, dann reißt der Kerbquerschnitt, schließlich ggf. der Bruttoquerschnitt. Bei TT sowie bei hohen Lastgeschwindigkeiten darf die Voraussetzung als gültig angesehen werden, vgl. Tabelle 4. Bei RT und statischer Beanspruchung liegt eine geringere Betonzugfestigkeit vor, so daß die Risse folgemäßig im Kerbquerschnitt, Anschlußfuge und dann ggf. Bruttoquerschnitt auftreten können.

#### 4. Spannstahlspannungen infolge Vorspannung und äußerer Last im Zustand I und II (Kerbquerschnitt)

Spannungszuwachs im Zustand I bis  $N_{R1}$

$$\Delta\sigma_{ZI} = E_Z (\epsilon_{bN} - \epsilon_{bnvt}) \quad (12)$$

mit

$$\epsilon_{bN} = \frac{N}{A_{in} E_b}$$

und

$$\epsilon_{bnvt} = \frac{V_t}{A_{in} E_b}$$

ist

$$\Delta\sigma_{ZI} = \frac{E_Z}{E_b} (\beta_{bZ} - \sigma_{bnvt}) \quad \text{bis } N_{R1n} \text{ im Zustand I} \quad (13)$$

Spannung bzw. Spannungssprung Zustand II (Rißquerschnitt)

$$\sigma_{ZR1} = \frac{N_{R1n}}{A_Z} = \frac{A_{in}}{A_Z} (\beta_{bZ} - \sigma_{bnvt}) = \frac{\beta_{bZ} - \sigma_{bnvt}}{\mu_Z} (1 + \mu_Z n) \quad (14)$$

mit

$$\mu_Z = \frac{A_Z}{A_{bn}}$$

$$\sigma_{bn} = 0$$

Bild 44 zeigt den Zusammenhang. Die Spannstahlspannung steigt im Zustand I zunächst nur wenig an und springt, wenn im Kerbquerschnitt die Betonzugfestigkeit überwunden ist, schlagartig auf die Rißspannung  $\sigma_{ZR1}$  an. Gleichzeitig zeigt das Bild 44 schematisch, wie der Spannungsverlauf in Spannstahl und Beton entlang der halben Scheibenlänge qualitativ aussieht.

#### 5. Mitwirkung des Betons

Die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen entsteht hier durch die Verbundankoppelung des Spannstahls über Einpreßmörtel und Hüllrohr. Bild 45 zeigt schematisch diesen Zusammenhang.

Außerhalb der Einleitungslänge  $l_v$  herrschen wieder Zustand I und unverschieblicher Verbund. Dort betragen die Spannungen:

$$\sigma_{bI} = \frac{N + V_t (1 + n\mu_z)}{A_b (1 + n\mu_z)} \quad (15)$$

und

$$\Delta\sigma_{zI} = n \frac{N}{A_i} = n \frac{N}{A_b (1 + n\mu_z)} \quad (16)$$

bzw.

$$\sigma_{zI} = \sigma_{zvt} + \sigma_{zI}$$

Im Riß ist:

$$\sigma_b = 0$$

$$\sigma_{zR} = \frac{N}{A_z} \quad N \geq N_{R1n}$$

Die Differenzkraft zwischen Spannstahlzugkraft im Riß und im ungerissenen Bauteil

$$\begin{aligned} \Delta N &= \sigma_{zII} \cdot A_z - \sigma_{zI} \cdot A_z = A_z (\sigma_{zII} - \sigma_{zI}) \\ &= N - V - \Delta\sigma_{zI} \cdot A_z \approx N - V \end{aligned} \quad (17)$$

wird - solange der Verbund aufrecht erhalten bleibt - in den Beton eingetragen. Dabei ist

$$\Delta N = T$$

die Verbundkraft. Die mittlere Verbundspannung beträgt dann:

$$\tau_{zm} = \frac{T}{m \pi d_z l_v} \quad (18)$$

Die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen Rissen zeigt sich auch im Normalkraft-Dehnungsdiagramm (s. Bild 46). Dabei wird die mittlere Spannstahldehnung, die der mittleren Betondehnung entspricht, der Stahldehnung im Riß gegenübergestellt. Wegen der kurzen Scheibenlänge im Versuch, ist die Bestimmung einer mittleren Spannstahldehnung  $\epsilon_{zm}$  nicht möglich. Die Spannstahldehnung wird an mehreren Stellen zu beiden Seiten der Kerbe gemessen, die mittlere Betondehnung über 9 cm und 50 cm Basislänge (siehe

Bild 34). Die Mitwirkung findet nur so lange statt, solange ein Abbau der Spannstahlkraft über Verbund erfolgt.

Ersetzt man die variable Verbundspannung entlang des Spannstahles durch ihren Mittelwert nach Gleichung (18), so kann die mittlere Eintragungslänge  $l_{em}$  bei Erstrißbildung wie folgt ermittelt werden; vgl. auch /15/, /16/:

$$l_{em} = \frac{\beta_{bz}}{\tau_{1m}} \frac{A_b}{\Sigma u} = k_2(\vartheta) \frac{d_z}{4 \mu_z} \quad (19)$$

Inwieweit das Verhältnis  $\frac{\beta_{bz}}{\tau_{1m}} = k_2$  auch für den Bereich tiefer Temperaturen gewissen Gesetzmäßigkeiten unterliegt, bedarf weiterer Untersuchungen.

Die mittlere Rißweite für zentrischen Zug bei Erstrißbildung läßt sich nun ebenso einfach anschreiben. Sie ergibt sich aus der elastischen Verlängerung des Spannstahles infolge des Spannungssprunges  $\Delta\sigma_{ZR}$  und der elastischen Verkürzung des Betons infolge des Spannungssprunges  $\sigma_b = \beta_{bz}$ .

$$\begin{aligned} w_m &= 2 \int_0^{l_{em}} \epsilon_s dx + 2 \int_0^{l_{em}} \epsilon_b dx \\ &= \frac{\Delta\sigma_{ZR}}{E_z} l_{em} + \frac{\beta_{bz}}{E_b} l_{em} = l_{em} \left( \frac{\Delta\sigma_{ZR}}{E_z} + \frac{\beta_{bz}}{E_b} \right) \end{aligned} \quad (20)$$

mit  $\Delta\sigma_{ZR} \approx \frac{\beta_{bz}}{\mu}$  und  $l_{em}$  aus Gleichung (19) ergibt sich

$$w_m = \frac{\beta_{bz}}{\mu_z} \frac{d_z}{E_z} \frac{k_2(\vartheta)}{4} (1 + n\mu_z) \quad (21)$$

#### 4.4.3.2 Versuchsergebnisse

Bei den Zugversuchen an den Spannbetonscheiben wurden die Prüftemperatur und die Dehngeschwindigkeit verändert, wobei je Parameter (bei +20 °C und -165 °C sowohl bei statischer als auch bei schneller Belastung) 2 Spannbetonscheiben geprüft wurden. Die Bezeichnung jeder Spannbetonscheibe und die angewendeten

Prüfbedingungen - gemessene Prüftemperatur und erreichte Dehngeschwindigkeit - enthält Tabelle 7.

Die Spannbetonscheiben wurden im Alter von 28 Tagen nach dem Betonieren vorgespannt. Über die Beton-DMS, die DMS auf dem mittleren Spanndraht und über zusätzliche Betondehnungsmessungen an den Scheibenseiten mit einem 10 cm Setzdehnungsmesser sowie durch die Messung der Einzelvorspannkkräfte und Spannwege konnte die gleichmäßige Vorspannung erzielt und kontrolliert werden.

Der effektive Druck-Elastizitätsmodul jeder Betonscheibe wurde aus den Meßergebnissen der Betondehnungen beim Vorspannen und im Zugversuch bestimmt. Diese Werte sind in Tabelle 7 angegeben.

Die Veränderung der Vorspannung infolge Kriechen und Schwinden bis zum Zeitpunkt der Prüfung sowie deren Änderungen in den Tieftemperaturversuchen infolge inneren Zwangs bei der Abkühlung wurde für den Mittelwert in Abschnitt 4.2 bereits angegeben. Diese Einflüsse auf den Vorspanngrad jeder Spannbetonscheibe sind in den Tabellen 8 und 9 enthalten. Hierin sind die Spannstaahldehnungen und die Vorspannkkräfte zum Zeitpunkt der Prüfung sowie die Spannstaahlzwängungsspannungen infolge Abkühlung für den ungestörten Bereich außerhalb des Kerbs angegeben.

Die Ergebnisse der Zugversuche an den Spannbetonscheiben sind in den Tabellen 7 bis 9 zusammengefaßt und in den Bildern 47 bis 65 dargestellt. In den Bildern 47 bis 50 sind die Spannbetonscheiben nach den Zugversuchen abgebildet, wobei die charakteristischen Risse und die Spannstaahlbruchflächen vergrößert dargestellt sind.

Die Bilder 51 bis 58 zeigen die  $N-\epsilon_m$ -Diagramme aller Einzelversuche bei  $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$  und  $-165\text{ }^{\circ}\text{C}$  sowohl bei statischer als auch schneller Belastung. Dabei geben die durchgezogenen Linien die mittlere Dehnung und die Spannstaahldehnung im Riß an. Die ge-

strichelten Linien kennzeichnen die Spannstahldehnungen in Abhängigkeit vom Abstand zum Riß. Weiter ist das Kraft-Dehnungsverhalten des nackten Spannstahls eingezeichnet.

Die Änderung der Spannstahlspannungen in Abhängigkeit von der Entfernung vom Riß und von der Laststufe ist in den Bildern 59 und 65 dargestellt. In diesen Bildern ist auch die mittlere Dehnung der Spannbetonscheiben über eine Meßlänge von ca. 500 mm für einige Laststufen angegeben. Bei Versuchen mit hohen Dehngeschwindigkeiten und bei tiefen Temperaturen wurden gerade im Bereich der Rißbildung die Abdeckung der Dehnmeßstreifen auf den Spannstählen und deren Zuleitungen erheblich beansprucht. Folge hiervon waren häufige Meßfehler bei diesen DMS, die in diesen Bildern nicht mehr angegeben werden. Bei der Ermittlung der maximalen Verbundfestigkeit mußten diese Meßfehler allerdings auf analytischem Wege eliminiert werden.

Die Tabellen 7 und 8 enthalten auch die aus den Zugversuchen an den Spannbetonscheiben abgeleiteten Materialkennwerte. Tabelle 9 enthält Angaben zu den wesentlichen Stadien der Rißentwicklung. Angegeben sind die Zugkräfte folgender Zustände: Anreißen des Kerbquerschnitts (Erstrißzustand), Zustand der maximalen Verbundspannung zwischen Spannstahl und Einpreßmörtel und die abgeschlossene Rißbildung (Ende der Mitwirkung des Betons). Weiter sind für diese Laststufen die gemessenen Rißbreiten aufgelistet. Diese ergeben sich aus der Differenz des Meßergebnisses der Rißöffnungsmeßgeber (W5) und der ermittelten Betondehnung, wobei der Einfluß der Kerbe rechnerisch berücksichtigt wurde. Die aus den gemessenen maximalen Dehnungsdifferenzen des Spannstahls ermittelte maximale mittlere Verbundspannungen sind hier ebenfalls für jede Spannbetonscheibe angegeben.



Die Tabelle 8 enthält die Spannstahldehnungen infolge Vorspannung zum Prüfzeitpunkt  $t$ :

$$\epsilon_{zv, t} = \epsilon_{zvo} - \epsilon_{zStK} \quad (22)$$

und infolge inneren Zwangs

$$\bar{\epsilon}_z = \frac{\sigma_z \text{ zwang}}{E_t(\vartheta)} \quad (23)$$

und die im Versuch gemessenen maximalen Spannstahldehnungen  $\max \epsilon_{zp}$  infolge Zugbelastung allein. Aus der Summation ergibt sich der Dehnungszustand des Spannstahles bei der aufgebrachten, vorgegebenen Maximalzugkraft zu

$$\max \epsilon_z = \epsilon_{zv, t} + \bar{\epsilon}_z \vartheta + \max \epsilon_{zp} \quad (24)$$

Der Vergleich mit Tabelle 3 zeigt, daß alle Spannstähle weit über die Streckgrenze hinaus, bis nahe an die zur Gleichmaßdehnung gehörenden Kraft, beansprucht worden sind.

Wegen der Beschränkung des maximalen Kolbenhubes, vgl. Abschnitt 4.3.4, konnten die Scheiben nicht bis zum Bruch der Drähte belastet werden. Daß dennoch bei 2 Spannbetonscheiben jeweils ein Spanndraht durch Bruch versagte, siehe Bilder 49 und 50, ist bei der Scheibe 1 RL darauf zurückzuführen, daß hier der Kolbenweg zu groß gewählt worden war. Beim Zugversuch mit der Scheibe 2 TS wurde der Spannstahl, ähnlich wie bei der Scheibe 1 RS, bis zur Gleichmaßdehnung beansprucht, vgl. Tabelle 3 und 8. Bei diesen weggesteuerten Zugversuchen hatte allerdings der Bruch eines Spanndrahtes nicht den Bruch weiterer Spanndrähte zur Folge. Um die Versuchsanlage nicht zu gefährden, erfolgte nach diesen Versuchen eine Beschränkung des maximalen Kolbenweges.

Tabelle 7: Ergebnisse der Zugversuche an Spannbetonscheiben  
- Druck-E-Modul des Betons

Bez. der Spannbeton- scheiben		$m$	$E_b$	
	$^{\circ}C$	$s^{-1}$	$kN/mm^2$	
			beim Vorspannen	beim Versuch
1RL	+ 20	$1.9 \cdot 10^{-5}$	30.0	30.8
2RL	+ 20	$4.5 \cdot 10^{-5}$	27.8	28.4
1RS	+ 20	1.5	25.4	29.7
2RS	+ 20	1.0	(44.5)	(47.4)
1TL	- 165	$3.6 \cdot 10^{-5}$	30.8	50.5
2TL	- 165	$3.5 \cdot 10^{-5}$	26.2	--
1TS	- 165	1.0	25.4	--
2TS	- 165	1.6	26.9	51.4

Tabelle 8: Ergebnisse der Zugversuche an Spannbetonscheiben  
- Spannstahldehnungen

$\epsilon_{zvt}$  : Spannstahldehnung infolge Vorspannung zum Prüfzeitpunkt

$\bar{\epsilon}_{z\vartheta}$  : Spannstahldehnung infolge inneren Zwangs

$\max \epsilon_{zp}$  : Größtwert der im Versuch aufgezwungenen lastabhängigen Dehnung

$\max \epsilon_z$  : Größtwert der im Versuch erreichten Stahldehnung

Bez. der Spannbeton- scheibe			← Versuch →		
	$\epsilon_{zvt}$	$\bar{\epsilon}_{z\vartheta}$	$\max \epsilon_{zp}$	$\max \epsilon_z$	$R_{p0,2}$
	%	%	%	%	N/mm <sup>2</sup>
1RL	0.371	-	2.93	3.30	1630
2RL	0.370	-	2.33	2.70	1649
1RS	0.368	-	2.13	2.50	1715
2RS	0.377	-	1.12	1.50	1708
1TL	0.372	0.009	1.67	2.05	1892
2TL	0.369	0.009	1.67	2.05	1940
1TS	0.368	0.009	1.50	1.88	2026
2TS	0.371	0.009	1.90	2.28	(2078)

Tabelle 9: Ergebnisse der Zugversuche an Spannbetonscheiben

- Rißentwicklung

Bez. der Spannbeton- scheibe	Vorspannkraft	Anrißzustand		Erstrißzustand		max. Verbundfestigkeit			Abgeschl. Rißb.	
	$N_{vt}$	$N_{R1k}$	w	$N_{R1n}$	w	N	w	$\max T_{vm}$	N	w
	kN	kN	mm	kN	mm	kN	mm	$N/mm^2$	kN	mm
1RL	147.8	157.0	0.027	165.0	0.062	180	0.15	1.67	210	1.51
2RL	147.3	179.0	0.032	181.0	0.080	192	0.15	1.38	227	1.14
1RS	146.7	179.0	0.110	246.0	0.290	246	0.29	3.95	273	3.43
2RS	150.0	207.0	0.044	214.0	0.140	214	0.14	2.47	237	--
1TL	151.7	187.0	0.042	224.0	0.200	273	0.94	4.91	280	1.32
2TL	150.6	203.0	0.016	212.0	0.090	240	0.30	3.81	280	1.85
1TS	150.4	220.0	0.120	220.0	0.120	317	0.69	5.74	369	1.06
2TS	150.8	222.0	0.200	240.0	-	286	0.62	5.23	338	2.64

#### 4.4.3.3 Diskussion der Ergebnisse

Der Vergleich der Materialkennwerte ermittelt aus den Zugversuchen an den Spannbetonscheiben und den Baustoffuntersuchungen für Beton und Spannstahl, vgl. Tabellen 7 und 8 sowie 3 und 4, beweist eine Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse der Werkstoffproben auf die Spannbetonscheiben.

Mit den aus Abschn. 3 vorliegenden Versuchsergebnissen der Materialuntersuchungen ist somit für die wesentlichen Beanspruchungszustände ein rechnerischer Nachweis möglich. Hierbei sind allerdings die Verformungen infolge Kriechens und Schwindens während der Lagerzeit der Versuchskörper sowie die Eigenspannungen infolge unterschiedlicher Wärmeausdehnungskoeffizienten von Beton und Spannstahl bei der Abkühlung der Versuchskörper zu berücksichtigen.

Die in Tabelle 10 angegebenen Erstrißlasten für Beanspruchungszustände bei +20 °C und -165 °C sowie bei statischer und schneller Belastung wurden rechnerisch ermittelt. Dabei wurde das Vorspann-Niveau entspr. Abs. 4.2 auf die Querschnittswerte der Kerbe umgerechnet und die zentrischen Betonzugfestigkeit anhand der ermittelten Spaltzugfestigkeiten, siehe Tabelle 4, bestimmt.

$$\frac{\beta_{bz}}{\beta_{sz}} = \frac{0,52}{0,59} \quad (25)$$

Vgl. hierzu /10/. Der Vergleich der errechneten mit den gemessenen Erstrißlasten, s. Tabelle 9, zeigt nur geringe Abweichungen.

Tabelle 11 enthält die rechnerischen Rißbreiten bei Erstrißbildung  $w_{m1}$  nach Gleichung (21). Dabei sind die erforderlichen Materialparameter durch die Begleitversuche und nur die mittlere Verbundfestigkeit aus den Versuchsergebnissen der Spannbetonscheiben bestimmt worden.

Tabelle 10: Rechnerische Erstrißlasten nach Gleichung (11)

Prüfbed.	Versuch			
	$\sigma_{bvnt}$	$\beta_{bz}$	$N_{R1n}$	$N_{R1n}$
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kN	kN
RL	10.98	3.17	187.0	165 ÷ 181
RS	10.98	4.58	205.6	214 ÷ 246
TL	11.21	6.79	237.9	212 ÷ 224
TS	11.21	6.79	237.9	220 ÷ 240

Tabelle 11: Rechnerische Rißbreiten bei Erstriß

Prüfbed.	Versuch					
	$\beta_{bz}$	$E_s$	$k_s$	$n$	$w_m$	$w_m$
	N/mm <sup>2</sup>	kN/mm <sup>2</sup>	-	-	mm	mm
RL	3.17	207	2.11	9.0	0.24	0.06 ÷ 0.08
RS	4.58	211	1.43	7.81	0.23	0.14 ÷ 0.29
TL	6.79	206	1.54	5.28	0.36	0.09 ÷ 0.20
TS	6.79	211	1.23	5.55	0.28	0.12 ÷ 0.20

Ein Vergleich der analytisch ermittelten Rißweite bei Erstrißbildung, s. Tab. 11, mit den gemessenen Rißweiten im Erstrißzustand, s. Tab. 9, zeigt z.T. erhebliche Abweichungen. Die teilweise nur geringe Übereinstimmung kann zum einen durch die vereinfachten Berechnungsannahmen hervorgerufen sein, aber auch die nur indirekt ermittelten Versuchsergebnisse bei der Messung der Rißbreiten können Fehler implizieren.

Weiter ist zu bemerken, daß die Betonzugfestigkeit, ermittelt aus Spaltzugprobekörpern und umgerechnet auf die zentrische Betonzugfestigkeit nach /10/, nur eingeschränkt auf die vorliegenden Spannbetonscheiben übertragbar ist. Zum einen bewirkten geringe Exzentrizitäten in der Lasteinleitung Zugspannungsspitzen, zum anderen können infolge Montage geringe Vorschädigungen an der Sollrißstelle eingetreten sein, so daß weder eine Angabe der Betonzugfestigkeit aus den Zugversuchen an den Spannbetonscheiben noch der Vergleich mit den Ergebnissen der Baustoffuntersuchungen möglich war.

Die Normalkraft-Dehnungsbeziehungen der Spannbetonscheiben bei zentrischem Zug sind in den Bildern 51 bis 58 dargestellt. In der ersten Phase des Zugversuches zeigen die Spannbetonscheiben ein sehr steifes Verhalten, einen steilen Lastanstieg bei nur geringen Verformungen. In dieser Phase wird die Vorspannung abgebaut und die Betonzugfestigkeit überwunden. Schließlich reißt die Scheibe, im weggesteuerten Versuch erkennbar durch einen deutlichen Lastabfall und darauf folgender Dehnungszunahme.

Durch die Verbundwirkung zwischen Spannstahl, Einpreßmörtel und Beton wird auch bei weiterer Laststeigerung der Beton außerhalb des Rißquerschnittes noch zur Lastabtragung herangezogen. Dies ist für eine bestimmte Dehnung an den größeren Lasten der Spannbetonscheibe gegenüber denen des nackten Spannstahls erkennbar. Nach Erreichen der maximalen Verbundspannung wird der Verbund - ausgehend vom Riß - überwunden, und die Mitwirkung des Betons

geht zunehmend verloren. Das Verformungsverhalten der Spannbetonscheibe wird bei weiterer Laststeigerung nur noch vom Spannstahl bestimmt. Die  $N-\epsilon_z$ -Linien der Spannbetonscheibe nähern sich denen des nackten Spannstahls. Dieses Verhalten wird weder durch tiefe Temperaturen noch durch hohe Belastungsgeschwindigkeiten grundsätzlich verändert. Die durch hohe Beanspruchungsgeschwindigkeit in der  $N-\epsilon_z$ -Linie ablesbaren großen Schwingungseffekte sind auf Lastinduktionen und Trägheitskräfte am Zugestänge und Prüfkörper zurückzuführen (Spannungswellen und deren Reflexionen).

In Tab. 9 sind die Erstrißlasten  $N_{R1n}$  sowie die Lasten, unter denen die maximale Verbundspannung erreicht wird und die Mitwirkung des Betons endet, zusammengestellt. Außerdem enthält Tab. 9 die zu diesen Lasten zugehörigen mittleren Rißbreiten in Abhängigkeit von Temperatur und Dehngeschwindigkeit. Tiefe Temperaturen und hohe Lastgeschwindigkeiten heben die Rißlasten auf ein höheres Niveau an und tragen zu etwa gleichen Teilen zur Versteifung bei. Die gemessenen Rißbreiten streuen beträchtlich, so daß anhand dieser Versuche eine Beurteilung nicht vorgenommen werden sollte, zumal in der Praxis die Rißbreite durch zusätzlich eingelegte schlaffe Bewehrung gesteuert wird.

In den Bildern 59 bis 65 sind die Spannstahldehnungen in Abhängigkeit von der Laststufe über der Scheibenlänge aufgetragen. Der Beginn der Rißbildung im Kerb kann aus diesen Darstellungen direkt abgelesen werden; der Spannungssprung  $\Delta\sigma_{ZR}$  infolge Rißbildung bewirkt eine sprunghafte Dehnungszunahme des Spannstahles im Kerb. Bei Rißbildung im Kerb wird damit folgende Bedingung gültig:

$$\epsilon_z \text{ (Meßstelle 2)} > \epsilon_{zI} = \frac{n \cdot N}{A_{in} E_z(S)} \quad /26)$$

Auf Grundlage dieser Beziehung ist die Laststufe ( $N_{R1n}$ ) in den Bildern 59 bis 65 angegeben, bei der Erstrißbildung eingetreten



ist. Mit fortschreitender Belastung wird auch der Verbund stärker beansprucht, und vom Riß beginnend, geht der örtlich starre Verbund in verschieblichen Verbund über. Bei diesem Übergang wird dann für die einzelnen Spannstahldehnungsmeßstellen Bedingung (26) gültig. Sobald der Übergang starrer Verbund zu verschieblichem Verbund die Meßstellen 5 und 5 erreicht hat, beeinflussen sich benachbarte Risse, hier Riß im Kerbquerschnitt und Risse in den Anschlußfugen. Dieser Zustand wird hier als abgeschlossene Erstrißbildung bezeichnet. Der Zustand "Ende der Mitwirkung des Betons" ist hier am Verlust der Steigung der Spannstahldehnungslinien erkennbar.

Mit Gleichgewichtsbetrachtungen am Stabelement kann aus der Änderung der Spannstahldehnung direkt die Verbundspannung ermittelt werden, siehe /11/. Mit Gleichung (17) und (18) ergibt sich:

$$\tau_{zm} = \frac{d_z}{4} \frac{\sigma_{zII} - \sigma_{zI}}{l_e} \quad (27)$$

Die Größe der mittleren Verbundfestigkeit kann damit direkt aus der Steigung der Spannstahldehnungslinien entlang des Spanndrahtes abgelesen werden. Die maximale mittlere Verbundfestigkeit ergibt sich an der Stelle der größten Steigung. Diese maximale mittlere Verbundfestigkeit ist in Tabelle 9 in Abhängigkeit von Temperatur und Dehngeschwindigkeit angegeben. Die Verfestigung des Verbundes infolge Temperatur entspricht /12/, die infolge hoher Lastgeschwindigkeit widerspricht /14/. In /14/ wurde bei glatten Stäben keine Beeinflussung der Verbundfestigkeit durch hohe Lastgeschwindigkeiten festgestellt.

#### 4.4.3.4 Formänderungsvermögen bei tiefen Temperaturen

Infolge tiefer Temperaturen wird die Druckfestigkeit des Betons gesteigert, gleichzeitig tritt ab etwa  $-60^{\circ}\text{C}$  eine zunehmende Versprödung ein. Das plastische Verformungsvermögen des Betons wird mit zunehmender Temperaturabsenkung abgebaut; bei  $-170^{\circ}\text{C}$  liegt ein linear-elastisches, sprödes Verhalten vor.

Das Verformungsvermögen von gezogenem und angelassenem (stab.) Spannstahl wird durch tiefe Temperaturen nicht in gleichem Maße beeinflusst. Schon bei RT weist dieser Spannstahl ein deutlich größeres plastisches Arbeitsvermögen als Beton auf, das auch bei Temperaturen von  $-170^{\circ}\text{C}$  in nur geringerem Maße verringert wird.

Bei den Verbundbaustoffen Spannbeton und Stahlbeton ist nicht nur das spezifische Arbeitsvermögen der Einzelbaustoffe von Bedeutung. Maßgebend ist die gemeinsam geleistete Arbeit des mit dem Beton im Verbund liegenden Bewehrungsstahles oder Spannstahles. Stellt man die elastische und plastische Formänderungsarbeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit gegenüber, so ergibt sich hierfür nach /17, 18/ ein Maß für die Zähigkeit.

Setzt man die nach DIN 4227 im Nachweis für den rechnerischen Bruchzustand höchstzulässige Stahlgrenzdehnung bzw. -dehnungszunahme

$$\epsilon_s \text{ bzw. } \epsilon_v - \epsilon_v^{(0)} \leq 5\text{‰}$$

voraus, so ist aus der Spannung-Dehnungs-Linie des Spannstahls bei dem hier vorliegenden Vorspannungsniveau ersichtlich, daß der Spannstahl weitgehend im elastischen Bereich verbleibt, vgl. hierzu die Bilder 51 bis 58. Der plastische Dehnungsanteil bei einer Grenzdehnung von 5‰ beträgt für den Spannstahl bei den bei Raumtemperatur geprüften Scheiben 0,6 bzw. 0,4‰. Bei den bei Tieftemperatur geprüften Scheiben verblieb der Spannstahl bis zu dieser Grenzdehnung im elastischen Bereich.

Das Verformungsvermögen des Betons bei Zugbeanspruchung ist gegenüber dem des Spannstahls sehr gering. Schon bei kleinen Dehnungen, ca. 0,1 - 0,2‰, reißt der Betonquerschnitt voll durch. Zwischen Rissen wird der Beton allerdings durch Verbundwirkung zwischen Beton-Hüllrohr-Einpreßmörtel-Spannstahl zur Mitwirkung aktiviert. Bei den hier geprüften Spannbetonscheiben ist die Mitwirkung des Betons bei einer Grenzdehnung von 5‰ schon nicht

mehr vorhanden. Der Punkt, an dem die Mitwirkung des Betons endet, ist in den Bildern 51 bis 58 daran erkennbar, daß die mittlere Dehnung, gemessen über die Wegaufnehmer (Linie 1), die Linie für den nackten Spannstahl schneidet. Hieraus wird ersichtlich, daß bei diesen Spannbetonscheiben die vom Beton anteilmäßig geleistete Verformungsarbeit i.w. durch die Verbundkräfte geleistet wird.

In Bild 66 ist die Formänderungsarbeit sowohl für den Spannstahl allein sowie für die Spannbetonscheiben in Abhängigkeit von Temperatur und Dehngeschwindigkeit aufgetragen. Dabei wurde die Formänderungsarbeit als Integral unter der  $N-\epsilon$ -Linie bis zur Grenzdehnung von  $\epsilon_m = 5\text{‰}$  ermittelt, wobei nur Verformungsanteile infolge äußerer Belastung berücksichtigt wurden. Die Basislänge des Spannstahls und der Spannbetonscheiben wurde mit  $l_0 = 50 \text{ cm}$  berücksichtigt (Betrachtungsvolumen, in dem die Arbeit  $W$  geleistet wird). Während die Formänderungsarbeit des Spannstahles nur von dessen  $\sigma-\epsilon$ -Linie abhängt, wird diese bei den Spannbetonscheiben durch die Eigenschaften des Verbundwerkstoffes beeinflusst, nämlich zusätzlich zu den Eigenschaften des Spannstahles und außerdem noch durch die Eigenschaften des Betons und des Verbundes.

Die Formänderungsarbeit des Spannstahles alleine wird bei Voraussetzung von einer Grenzdehnungsdifferenz von  $5\text{‰}$  nur unwesentlich von Temperatur und Dehngeschwindigkeit beeinflusst. Die Änderungen entsprechen in etwa denen des Elastizitätsmoduls, vgl. Tabelle 3. Bei den Spannbetonscheiben dagegen wird die Formänderungsarbeit sowohl von der Temperatur als auch von den Dehngeschwindigkeiten wesentlich beeinflusst, vgl. Bild 66. Dabei trägt die Dehngeschwindigkeit mehr zur Vergrößerung des Arbeitsvermögens der Spannbetonscheiben bei als die Tieftemperatur.

## 5. FOLGERUNG FÜR DIE BAUPRAXIS

Die Sprödbbruchneigung von Baustoffen wird von der Temperatur und der Belastungsgeschwindigkeit wesentlich beeinflusst. Bei der Auswahl von Baustoffen für LNG-Lagerbehälter, die infolge der Temperatur der Lagerflüssigkeit und infolge von Störfällen gleichzeitig durch tiefe Temperaturen und hohe Lastgeschwindigkeiten beansprucht werden können, interessiert den Konstrukteur besonders die Zähigkeit der Baustoffe bei diesen Lastkombinationen.

In der vorliegenden Forschungsarbeit wurden einige, für den Bau von LNG-Behältern typische Baustoffe - Baustahl X8Ni9, Spannstahl St 1470/1670 und Beton B45 - und Modellbauteile aus Baustahl X8Ni9 und Spannbeton sowohl bei Raumtemperatur RT als auch bei LNG-Temperatur  $\approx -165^{\circ}\text{C}$  TT unter statischer sowie unter schneller Belastung geprüft. Die hohe Belastungsgeschwindigkeit wurde so gewählt, daß die in der Wirklichkeit denkbaren Werte eingegrenzt wurden.

Die in dieser Arbeit ermittelten Versuchsergebnisse lassen sich für die Beanspruchungszustände RT und schnelle bzw. statische Belastung sowie TT und statische Belastung bereits bekannten zuordnen. Daher werden hier nur die wesentlichen Folgerungen aus den Versuchen bei tiefer Temperatur und hoher Belastungsgeschwindigkeit formuliert:

1. Der Elastizitätsmodul des Baustahls X8Ni9 und des Spannstahls St 1470/1670 wird durch hohe Lastgeschwindigkeiten und tiefe Temperaturen nur unwesentlich beeinflusst. Der Elastizitätsmodul des Betons wird durch tiefe Temperaturen vergrößert. Hierbei spielt der Feuchtegehalt des Betons die wesentliche Rolle. Hohe Lastgeschwindigkeiten liefern zur Versteifung des Betons einen geringeren Beitrag.

2. Die TT-Streckgrenze wird bei hoher Lastgeschwindigkeit gegenüber statischer Beanspruchung beim Baustahl X8Ni9 um 10 % und beim Spannstahl St 1470/1670 um 5 % gesteigert. Die Steigerung der Betondruckfestigkeit beträgt 16 % beim entsprechenden Vergleich, die Betonspaltzugfestigkeit bleibt unbeeinflusst.
3. Die Verformungskennwerte vom Baustahl X8Ni9 und Spannstahl St 1470/1670 fallen bei schneller Belastung gegenüber statischer Beanspruchung bei  $-165^{\circ}\text{C}$  ab. Dabei verringern sich die Bruch- und Gleichmaßdehnung beider Baustoffe um ca. 30 %. Es verbleiben allerdings erhebliche Zähigkeitsreserven (Brucheinschnürung beim X8Ni9 ca. 44 % beim St 1470/1670 ca. 27 %).
4. Die TT-Bruchdehnung des Betons B45 wird bei schneller Belastung gegenüber statischer Beanspruchung um ca. 16 % gesteigert.
5. Die Festigkeiten des verwendeten Schweißzusatzes werden ähnlich denen des Baustahls gesteigert, weisen aber ein geringeres Festigkeitsniveau auf. Das erhebliche Verformungsvermögen des Schweißgutes wird durch tiefe Temperaturen und hohe Lastgeschwindigkeiten nur unwesentlich beeinflusst.
6. Die ermittelten Materialkennwerte erlauben die Übertragbarkeit der Materialkennwerte, ermittelt an kleinen Baustoffproben, auf die hier geprüften Bauteile.
7. Die Steifigkeit und Tragfähigkeit von Spannbetonscheiben wird vergrößert. Bei TT liegt die Erstrißlast bei schneller Belastung um 13 % über der bei statischer Beanspruchung. Die Verbundfestigkeit wird bei diesen Beanspruchungen um 26 % gesteigert.
8. Um aussagekräftige Versuchsergebnisse zur Entwicklung der Rißbildung an Spannbetonbauteilen vorlegen zu können, wären noch

weitere Versuche unter Einschluß einer baupraktisch üblichen schlaffen Bewehrung erforderlich.

9. Ein sprödes Bruchversagen konnte in keinem Fall festgestellt werden.

Eine Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse, gewonnen an den hier untersuchten Baustoffen und Modellbauteilen, und damit eine Bewertung zur Tieftemperatureignung unter Einschluß hoher Belastungsgeschwindigkeiten, kann anhand dieser Versuche nicht gewagt werden. Allerdings zeigen diese Versuche erste Tendenzen auf. Einen deutlichen Verlust an Zähigkeit und damit einen Übergang zum Spröbruch konnte, wie nicht anders zu erwarten war, bei den Baustahlproben aus kaltzähem Nickelstahl nicht festgestellt werden. Diese Feststellung gilt auch für die Spannbetonscheiben.

Eine Darstellung, in welchem Maße die untersuchten Bauteile durch tiefe Temperaturen und hohe Lastgeschwindigkeiten ihre Tragfähigkeit verändern, kann anhand der Versuche nicht exakt gelingen, da wegen der Begrenzung des maximalen Kolbenhubes nur die Baustahlscheiben mit Schweißnaht bis zum Bruch beansprucht werden konnten. Beachtet man aber, daß sowohl die Spannbeton- als auch die Baustahlscheiben bei der vorgegebenen Versuchsdurchführung bis nahe zur Gleichmaßdehnung beansprucht wurden, kann auch für diese Scheiben näherungsweise die erreichte Maximalbeanspruchung als nahezu maximal mögliche Zugkraft angegeben werden. Die Veränderung der so ermittelten Maximalbeanspruchung für die X8Ni9-Scheiben und die Spannbetonscheiben sowie die Veränderung der Bruchlasten der X8Ni9-Scheiben mit Schweißnaht in Abhängigkeit von Temperatur und Lastgeschwindigkeit sind in Bild 67 dargestellt. Die untersuchten Bauteile erfahren demnach materialbedingt durch tiefe Temperaturen und hohe Lastgeschwindigkeiten eine Steigerung ihrer Tragfähigkeit.

## 6. ZUSAMMENFASSUNG

Die Lagerung von verflüssigtem Erdgas in großen Speicherbehältern gewinnt zunehmende Bedeutung für die Energieversorgung der Bundesrepublik Deutschland. Diese Behälter wurden bisher zum größten Teil als Stahlbehälter gebaut. Wegen der wesentlich größeren Sicherheitsreserven im Katastrophenfall der Baustoffe Stahlbeton bzw. Spannbeton gegenüber Stahl, werden in Zukunft vermehrt Spannbetonbehälter Anwendung finden.

Bereits bei der Konzeption von Stahlbehältern hatten die tiefen Temperaturen ( $-162^{\circ}\text{C}$ ) großen Einfluß auf die konstruktive Ausbildung, da bei diesen tiefen Temperaturen das Material zunehmend versprödet und damit eine verformungslose Bruchausbildung, beginnend an kleinen Imperfektionen und schlagartiges Durchreißen des ganzen Behälters, zu befürchten ist. Diese Werkstoffversprödung bei tiefen Temperaturen tritt bei Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen auch auf, weshalb diese unbedingt bei der Auslegung von Stahlbeton- oder Spannbetonbehältern für LNG zu berücksichtigen ist. Hohe Belastungsgeschwindigkeiten, die bei Störfällen wie Erdbeben, Explosionsdruckwelle u.ä. auftreten, führen ebenso wie tiefe Temperaturen zu einer Versprödung der Baustoffe.

Die vorliegende Forschungsarbeit widmet sich der Gleichzeitigkeit von hoher Beanspruchungsgeschwindigkeit und tiefer Temperatur. Für die Baustoffe Baustahl X8Ni9, Spannstahl St 1470/1670 und Beton B45 werden für diese Beanspruchungszustände Materialkennwerte angegeben, sowie die Übertragbarkeit der Materialkennwerte auf Bauteile an einfachen Zugscheiben überprüft.

Die Vergrößerung der Materialkennwerte (Festigkeiten und Verformungsvermögen) der untersuchten Baustoffe bei tiefen Temperaturen oder bei schnellen Belastungen gegenüber denen bei Raum-

temperatur und statischer Beanspruchung entspricht den aus der Literatur bekannten Ergebnissen.

Durch tiefe Temperatur und gleichzeitige hohe Beanspruchungsgeschwindigkeit wird beim Baustahl X8Ni9 die Streckgrenze  $R_{eL}$  additiv vergrößert, wobei die tiefe Temperatur den größeren Beitrag liefert. Die Verformungskennwerte fallen gegenüber statischer Beanspruchung bei  $-165^{\circ}\text{C}$  ab. Es verbleibt aber eine beträchtliche Zähigkeitsreserve.

Beim Spannstahl St 1470/1670 vergrößern tiefe Temperaturen und schnelle Belastungen die Streckgrenze und die Zugfestigkeit, die Bruchdehnung und -einschnürung werden verringert. Auch hier weisen die Verformungskennwerte ausreichende Zähigkeit aus.

Beim Beton werden die Materialkennwerte durch schnelle Beanspruchungsgeschwindigkeiten bei  $+20^{\circ}\text{C}$  erheblich gesteigert. Der steigernde Einfluß der schnellen Belastung ist bei tiefer Temperatur weniger ausgeprägt. Mit der Zunahme der Festigkeit ist gleichzeitig eine Steigerung der Bruchdehnung verbunden.

Bei den durch Zug beanspruchten Baustahlscheiben, mit und ohne Schweißnaht, und Spannbetonscheiben ergab sich in jedem Falle eine Übertragbarkeit der Baustoffkennwerten. Bei den verschweißten Baustahlscheiben ist das Materialverhalten des Schweißgutes zu beachten. Die Festigkeitswerte des Schweißgutes werden, ähnlich wie die des Baustahles X8Ni9, durch tiefe Temperaturen und schnelle Belastung vergrößert. Dagegen bleibt das Verformungsvermögen unbeeinflusst.

Die Steifigkeit von Spannbetonscheiben sowie die Mitwirkung des Betons werden durch tiefe Temperaturen und hohe Beanspruchungsgeschwindigkeiten ähnlich gesteigert. Nach abgeschlossener Rißbildung und Verbundversagen entspricht das Verhalten der Spannbetonscheiben dem des Spannstahles.



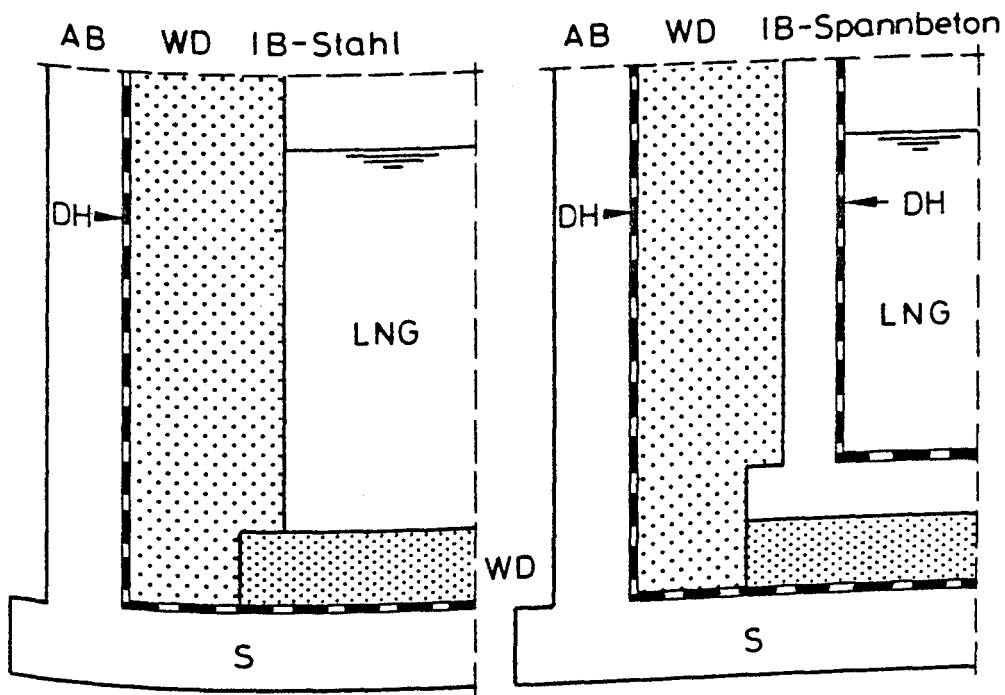
Bei keinem der untersuchten Baustoffe und geprüften Bauteile konnten bei den extremen Beanspruchungen - tiefe Temperaturen und hohe Beanspruchungsgeschwindigkeiten - sprödes Versagen festgestellt werden. Dem Bruch waren immer makroskopische duktile Verformungen vorgeschaltet.

Die vorliegende Arbeit umfaßt nur die ausgewählten Baustoffe und Beanspruchungen. Weitere Untersuchungen bei veränderten Temperaturen und veränderten Beanspruchungsgeschwindigkeiten sind für eine vollständige Materialuntersuchung wünschenswert.

## 7. LITERATUR

- /1/ Bruggeling, A.S.G.: Prestressed concrete for the storage of liquefied gases. A Viewpoint Publication, Cement and Concrete Association, 1981
- /2/ Bomhard, H.: Beton für Behältersysteme zur Speicherung flüssiger Gase - Wirklichkeiten, Möglichkeiten und Grenzen, Vortrag zum Deutschen Betontag 1981
- /3/ Preliminary recommendations for the design of prestressed concrete containment structures for the storage of refrigerated liquefied gases (RLG). FIP - Guide to Good Practice, Sept. 1982
- /4/ Schäper, M.: Tieftemperaturbeanspruchungen von Spannbetonsicherheitsbehältern bei Speichersystemen für verflüssigte Gase. Diss. Universität Essen, 1984
- /5/ Dahl, W.: Beziehungen zwischen den Prüfwerten und dem Bauteilverhalten. Vortragsveranstaltung Stähle für den Stahlbau. VDEH, Nov. 1980
- /6/ Rostásy, F.S., Scheuermann, J., Wiedemann, G.: Verhalten von Spann- und Bewehrungsstahl bei tiefen Temperaturen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 2/82 und 3/82
- /7/ Eibl, J.: Behaviour of critical regions under hard missile impact. Introductory Report. RILEM-Symposium, Concrete structures under impact and impulsive loading. Berlin, 1982
- /8/ Kieselbach, R.: Zugversuche mit erhöhter Dehngeschwindigkeit. Material und Technik, 1981
- /9/ Ammann, W., Mühlematter, M., Bachmann, H.: Zugversuche an Bewehrungs- und Spannstahl mit erhöhter Dehngeschwindigkeit. Bericht Nr. 7709-1, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Juni 1982
- /10/ Rüschi, H.: Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit. Beton 2/75

- /11/ Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 138, Berlin 1961
- /12/ Rostásy, F.S., Scheuermann, J.: Verbund und innerer Zwang von einbetoniertem Bewehrungsstahl bei tiefer Temperatur. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Forschungsbericht 1984
- /13/ Wiedemann, G., Scheuermann, J., Kordina, K., Rostásy, F.S.: Versuche zur Biegetragfähigkeit von Stahlbetonplattenstreifen bei extrem tiefer Temperatur. Abschlußbericht Forschungsauftrag V 198/DAfStb, 1983
- /14/ Hjorth, D.: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Diss. TU Braunschweig, 1975
- /15/ Grube, H.: Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton, Otto Elser Verlagsgesellschaft, 1982
- /16/ Rehm, G., Martin, H.: Zur Frage der Rißbegrenzung im Stahlbetonbau, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 8, 1969
- /17/ Rostásy, F.S.: Verfestigung und Versprödung von Beton durch tiefe Temperaturen, Fortschritte im konstruktiven Ingenieurbau, G. Rehm zum 60. Geburtstag, W. Ernst & Sohn, 1984
- /18/ Kleintzel, E.: Zähigkeitskriterien von Stahlbetonhochbauten in deutschen Erdbebengebieten, Diss. Univ. Karlsruhe (TH), 1981



AB-Spannbetonaußentank ; IB-Innenbehälter ;  
S-Sohlplatte ; WD-Wärmedämmung ; DH-Dichthaut

Bild 1: Ausschnitte der Bodenbereiche von  
LNG-Doppelmanteltanks (schematisch)

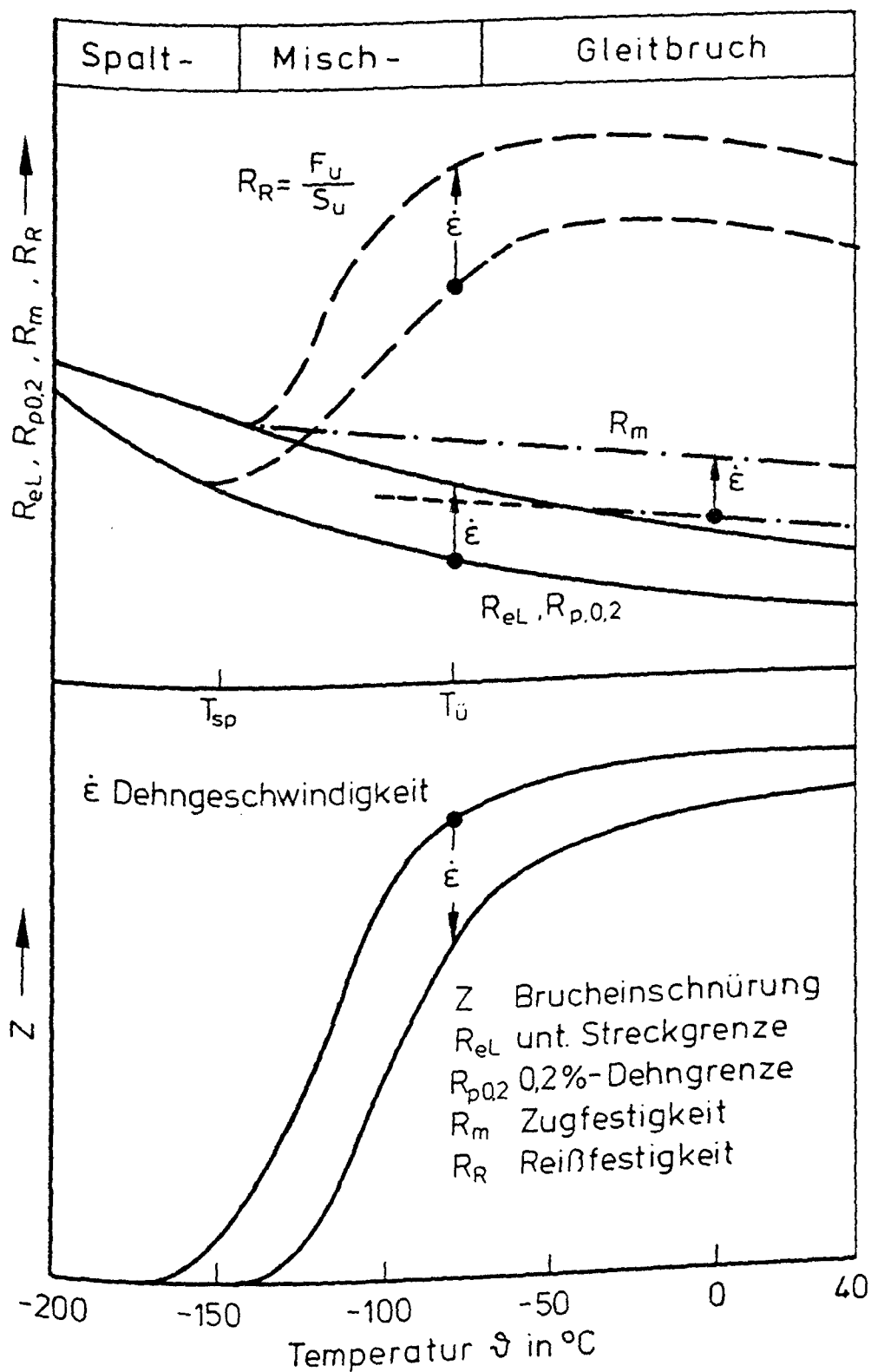


Bild 2: Festigkeits- und Verformungskennwerte eines ferritischen Stahls abhängig von Temperatur und Dehngeschwindigkeit (schematisch)

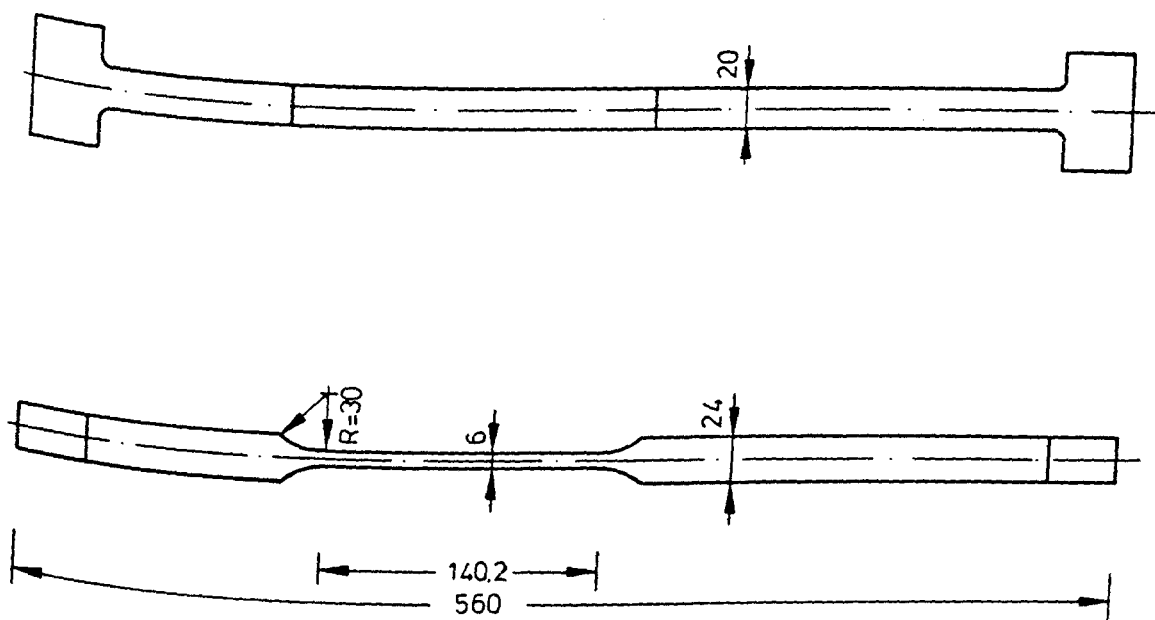
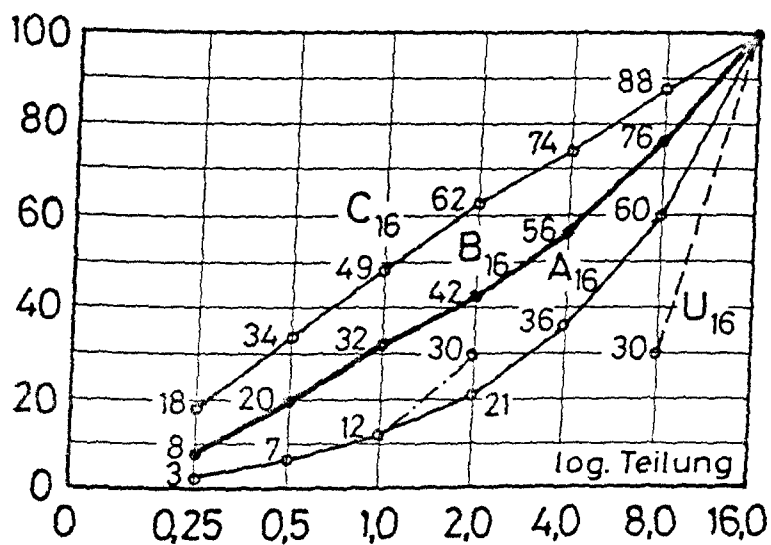


Bild 3: Probenform für Zugversuche an Baustahl X8Ni9



Betongüte	B 45
Zement	PZ 35F
Zementgehalt	340 kg/m <sup>3</sup>
Zuschläge	30%
0/2	48%
2/8	22%
8/16	
Mischungsverhältnis	1:5,4:0,6
Würfeldruckfestigkeit	
nach 28 Tagen	50 N/mm <sup>2</sup>
bei Versuchsdurchführung	54 N/mm <sup>2</sup>

Bild 4: Betonzusammensetzung

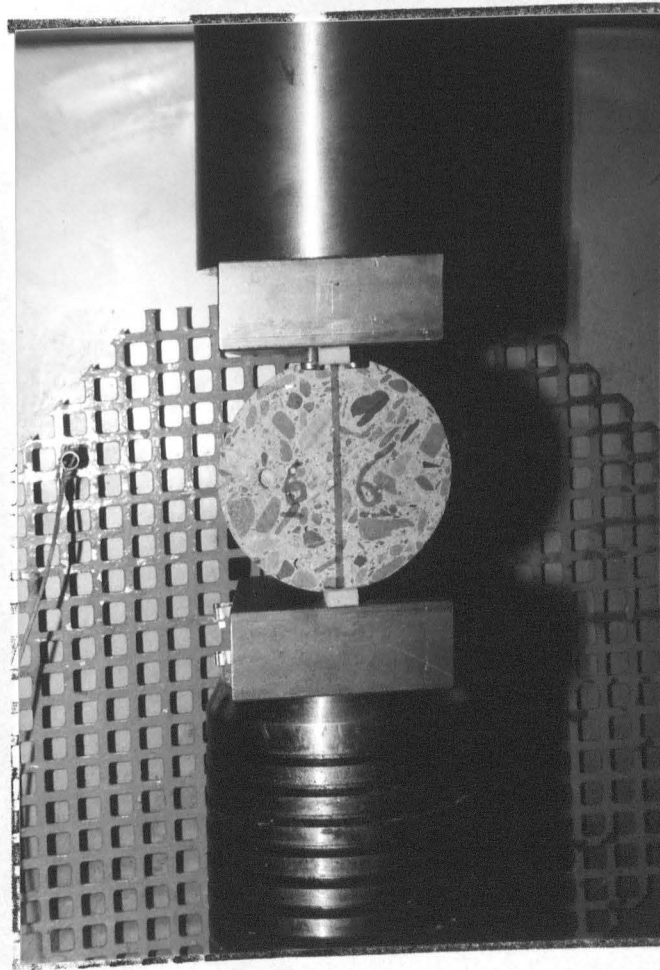
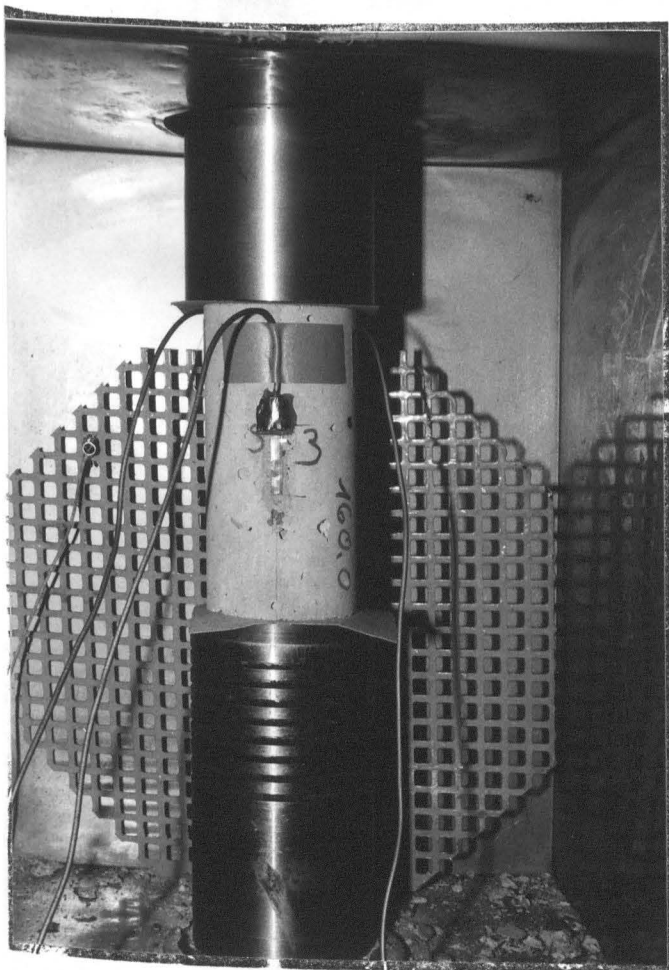
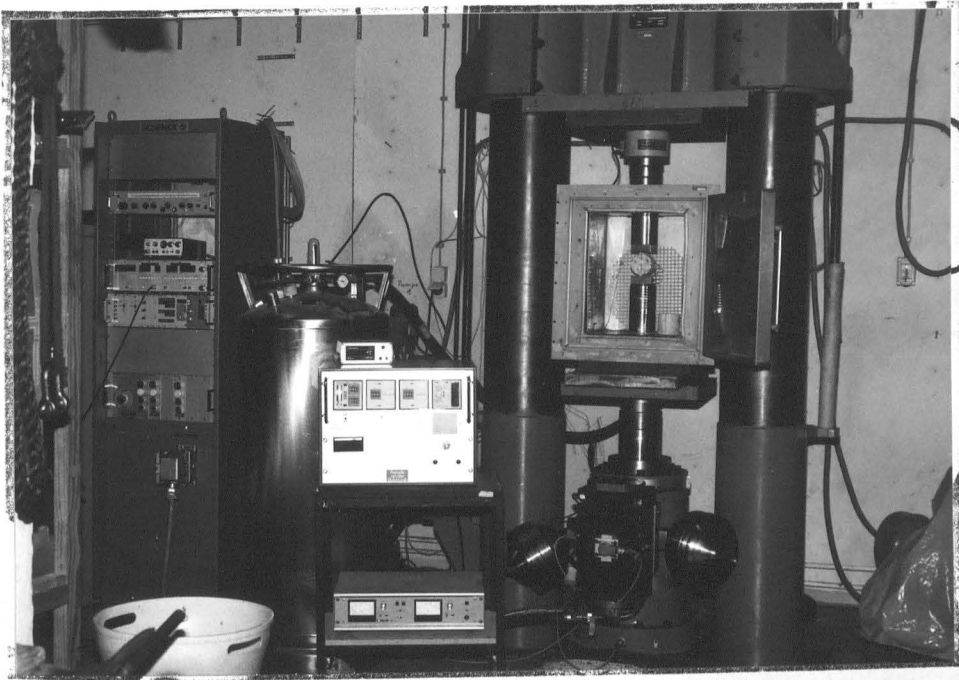
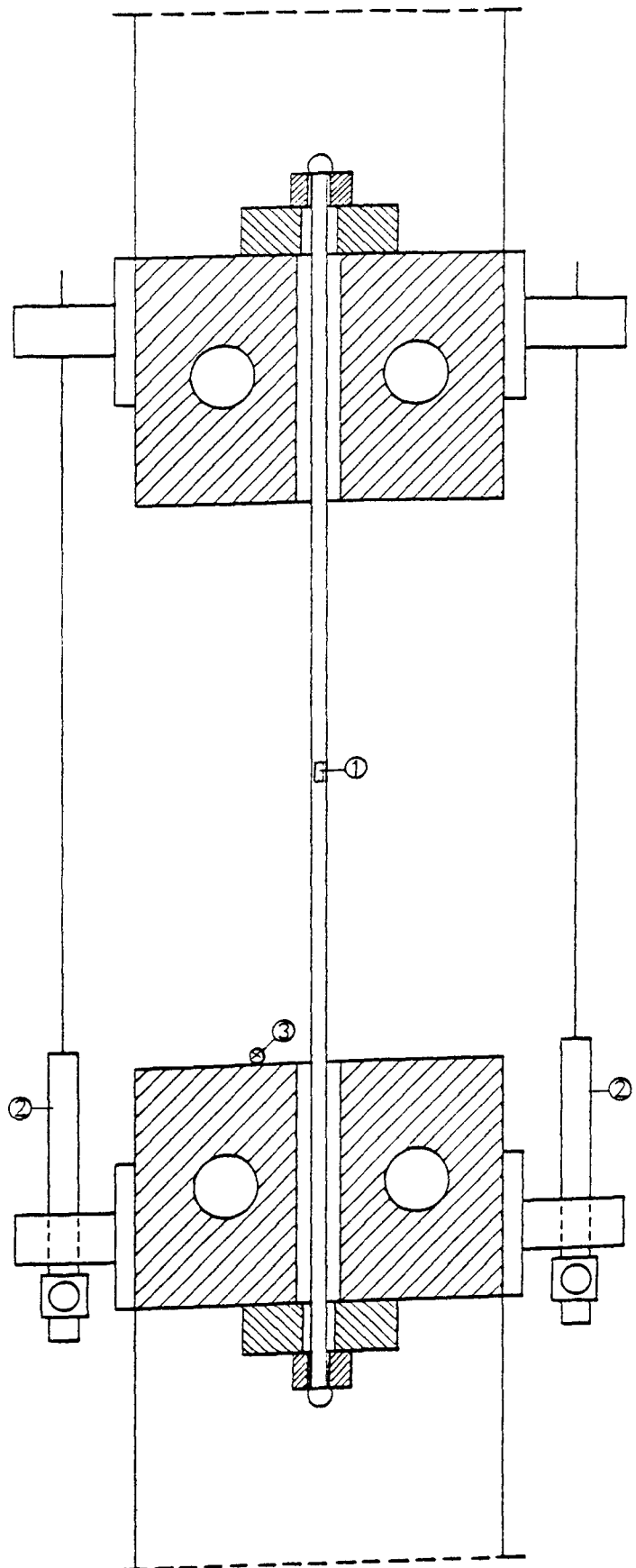
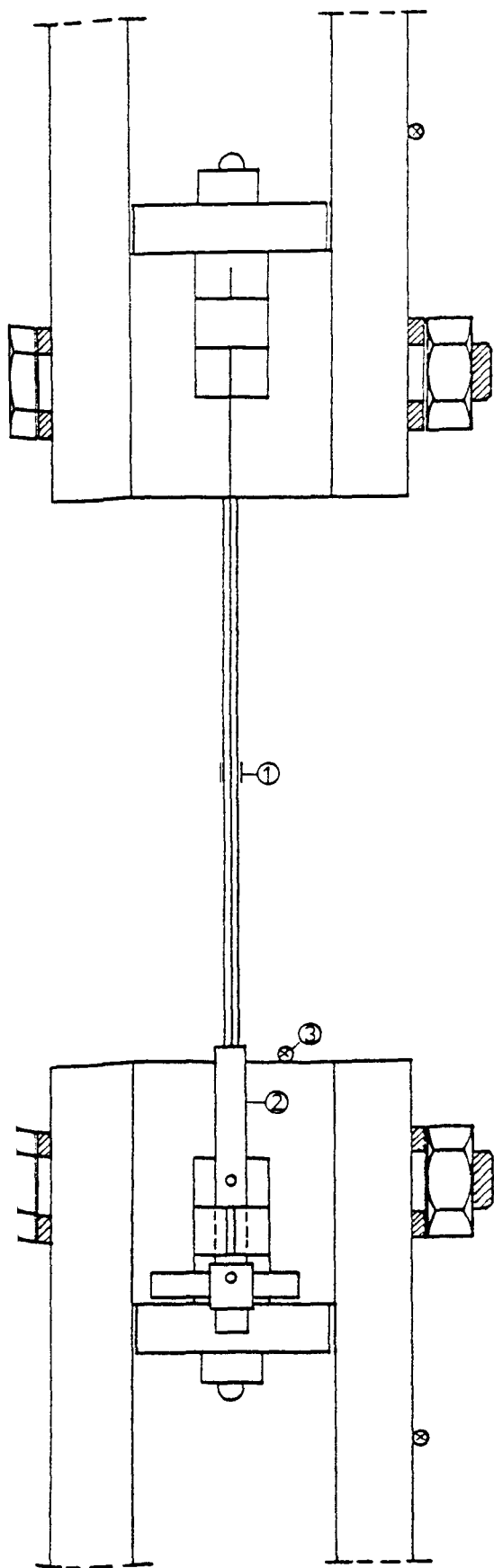


Bild 5: Versuchseinrichtung für Betondruck- und Betonspaltzugversuche







- Meßsysteme:
1. 2 DMS KFL-1-C1-11 (□)
  2. induktive Wegaufnehmer W20
  3. 3 Thermoelemente (⊗)

Spannstahl: St 1470 / 1670  
 $\phi 7\text{mm}$ ,  $l_0 = 500\text{mm}$

Bild 7:  
 Versuchsaufbau  
 Meßsystem bei Zugversuchen  
 von Spannstahlproben

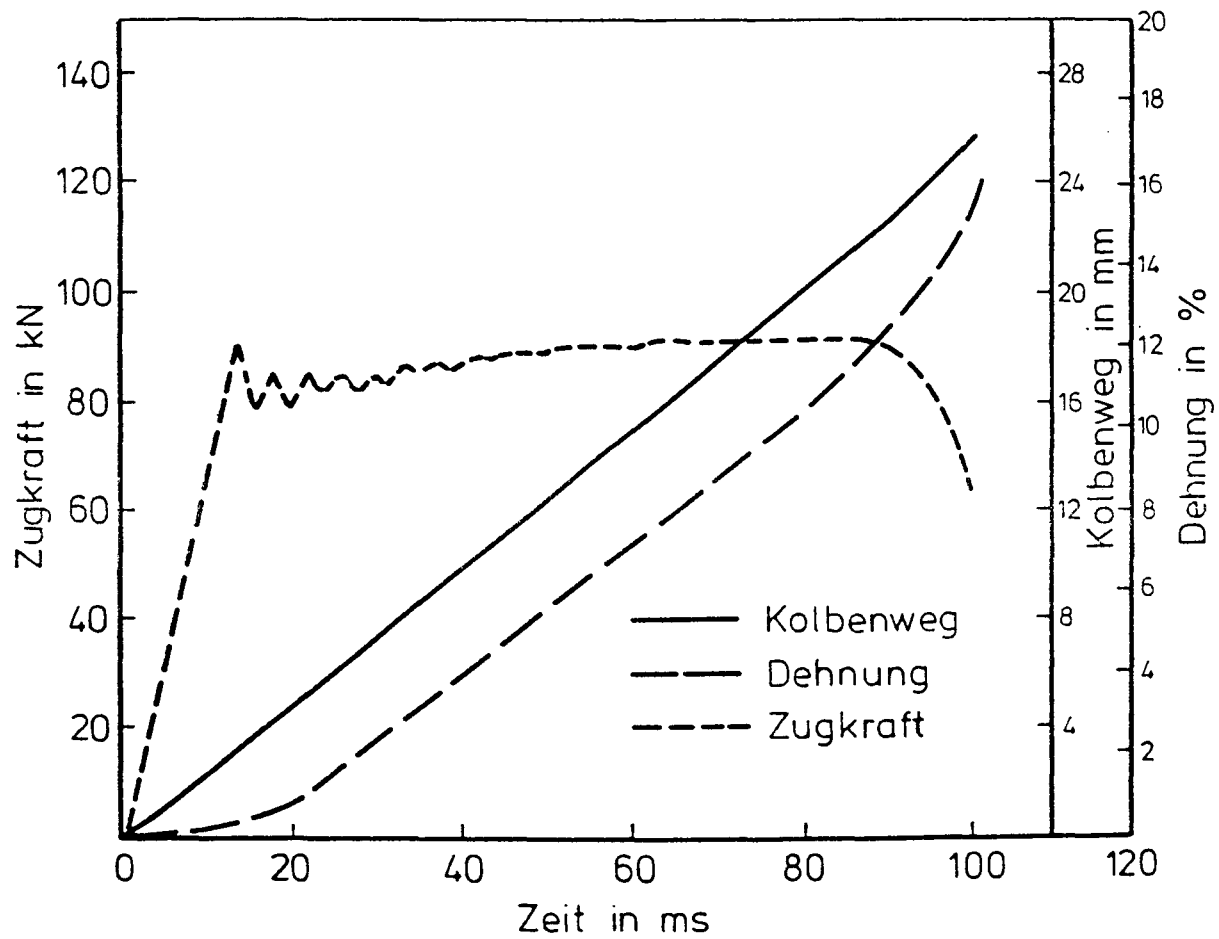


Bild 8: Meßschrieb eines Zugversuches an Baustahl X8Ni9

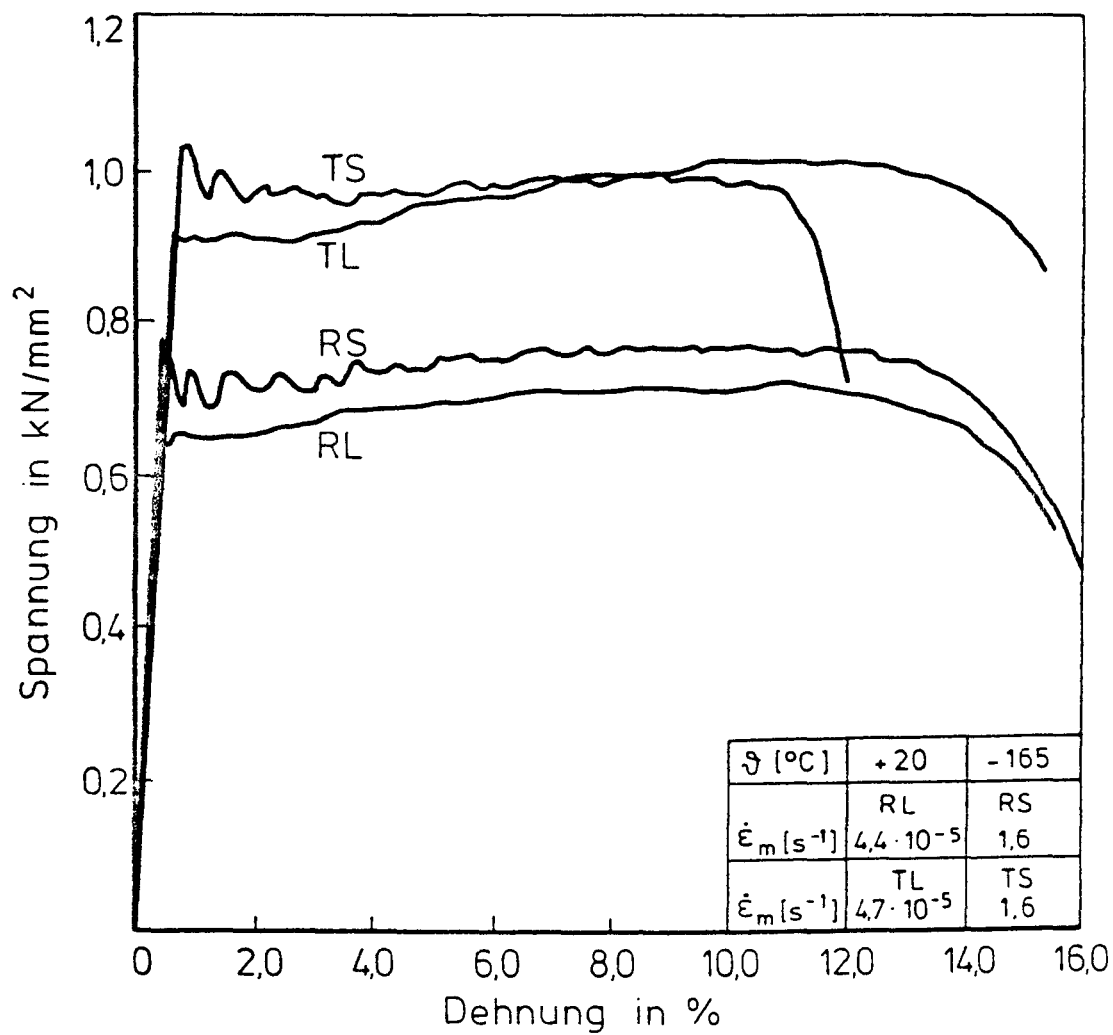


Bild 9:  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramme von Baustahl X8Ni9 abhängig von Temperatur und Dehngeschwindigkeit

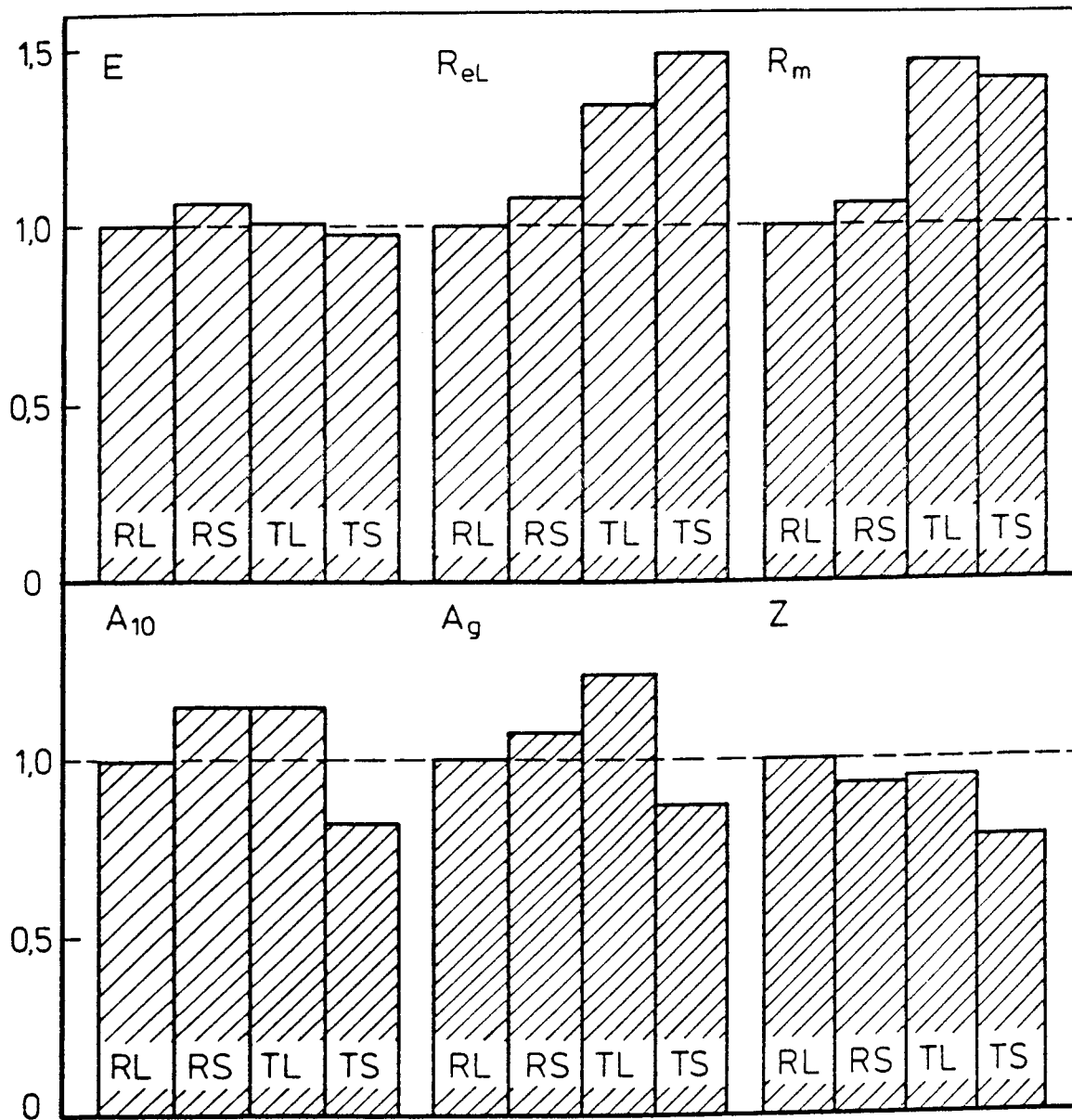


Bild 10: Bezogene Veränderung der mittleren Kennwerte von X8Ni9 abhängig von Temperatur und Dehngeschwindigkeit

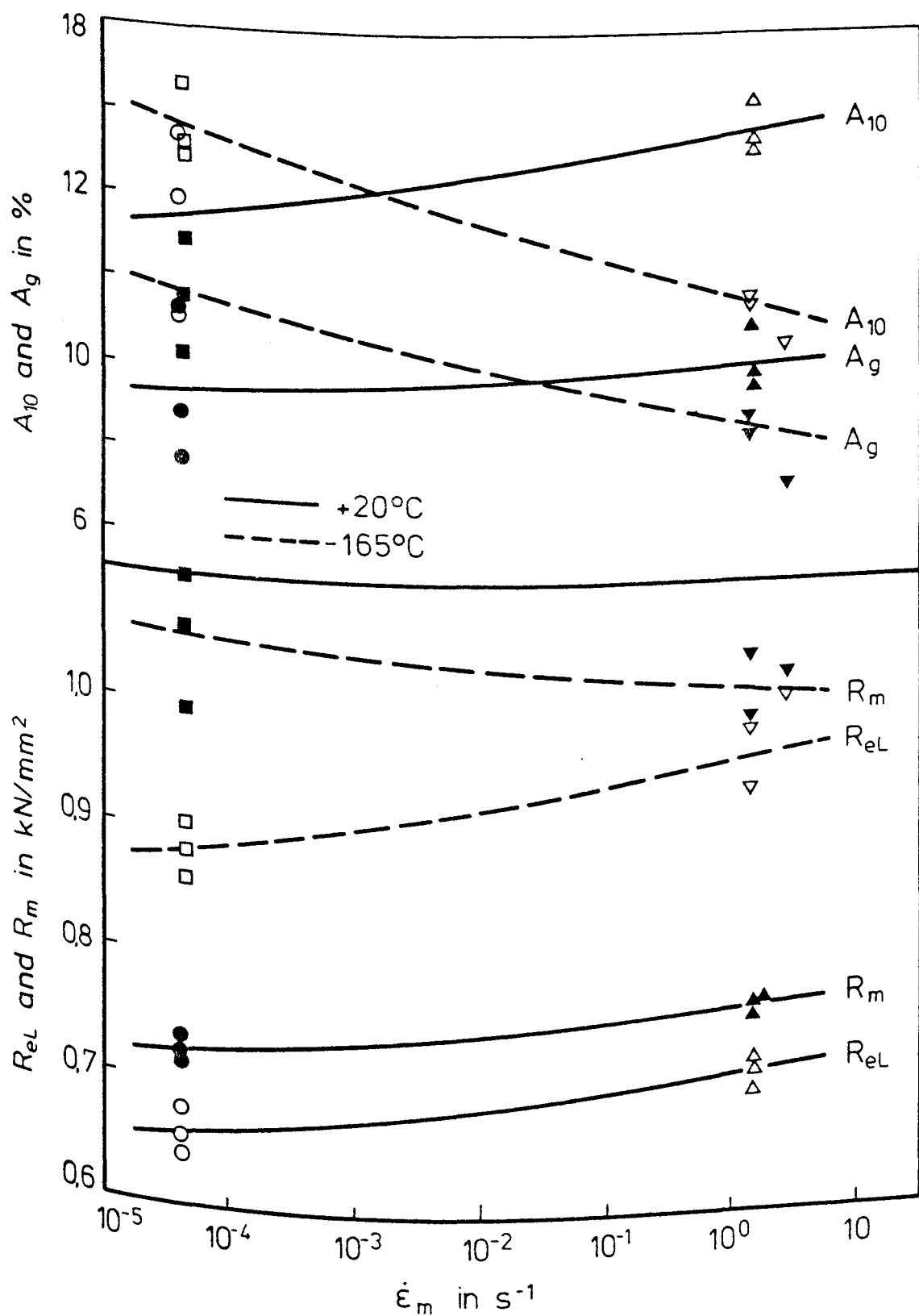


Bild 11: Festigkeits- und Verformungskennwerte von Baustahl X8Ni9 abhängig von Temperatur und Dehngeschwindigkeit

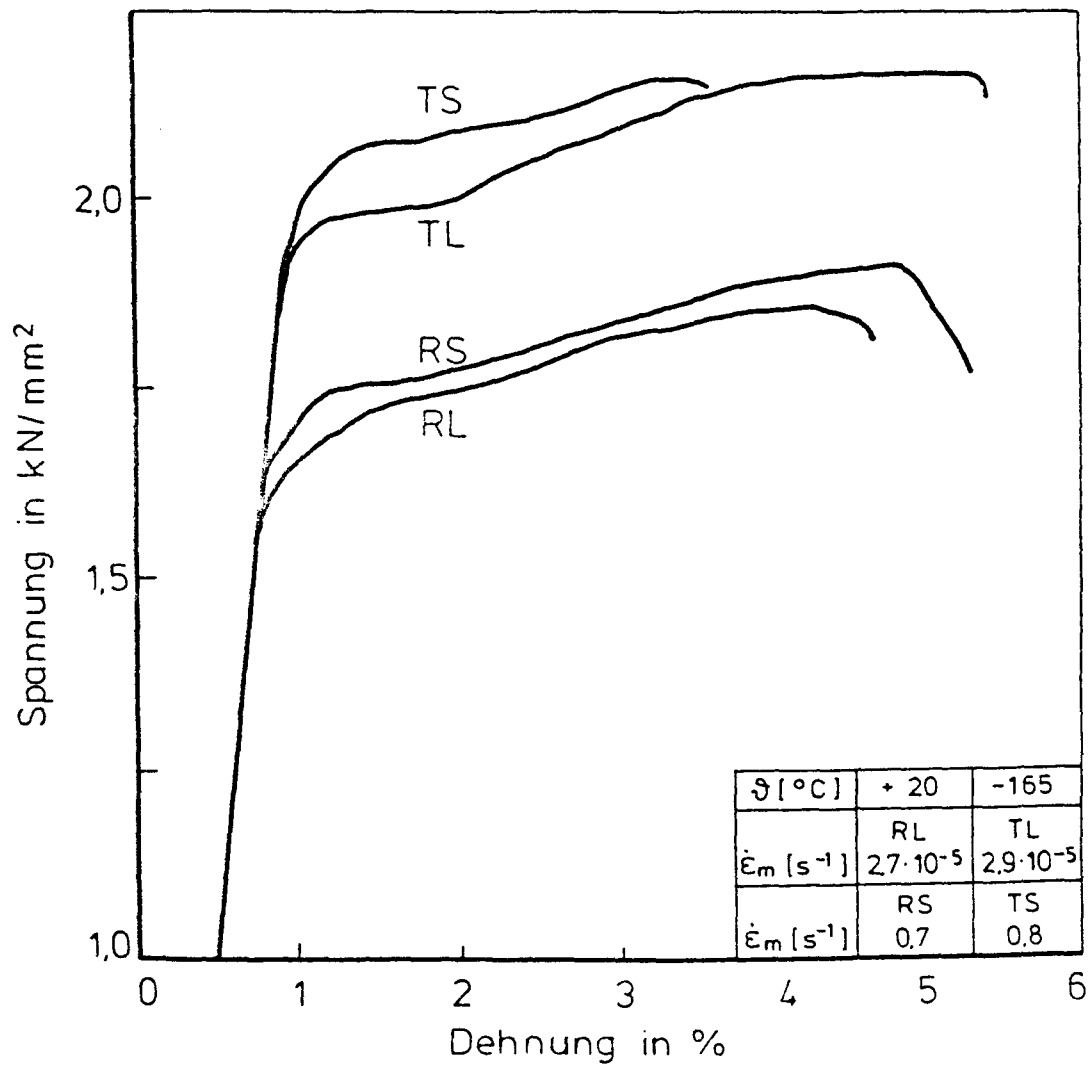


Bild 12:  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramme von Spannstahl St 1470/1670 abhängig von Temperatur und Dehngeschwindigkeit

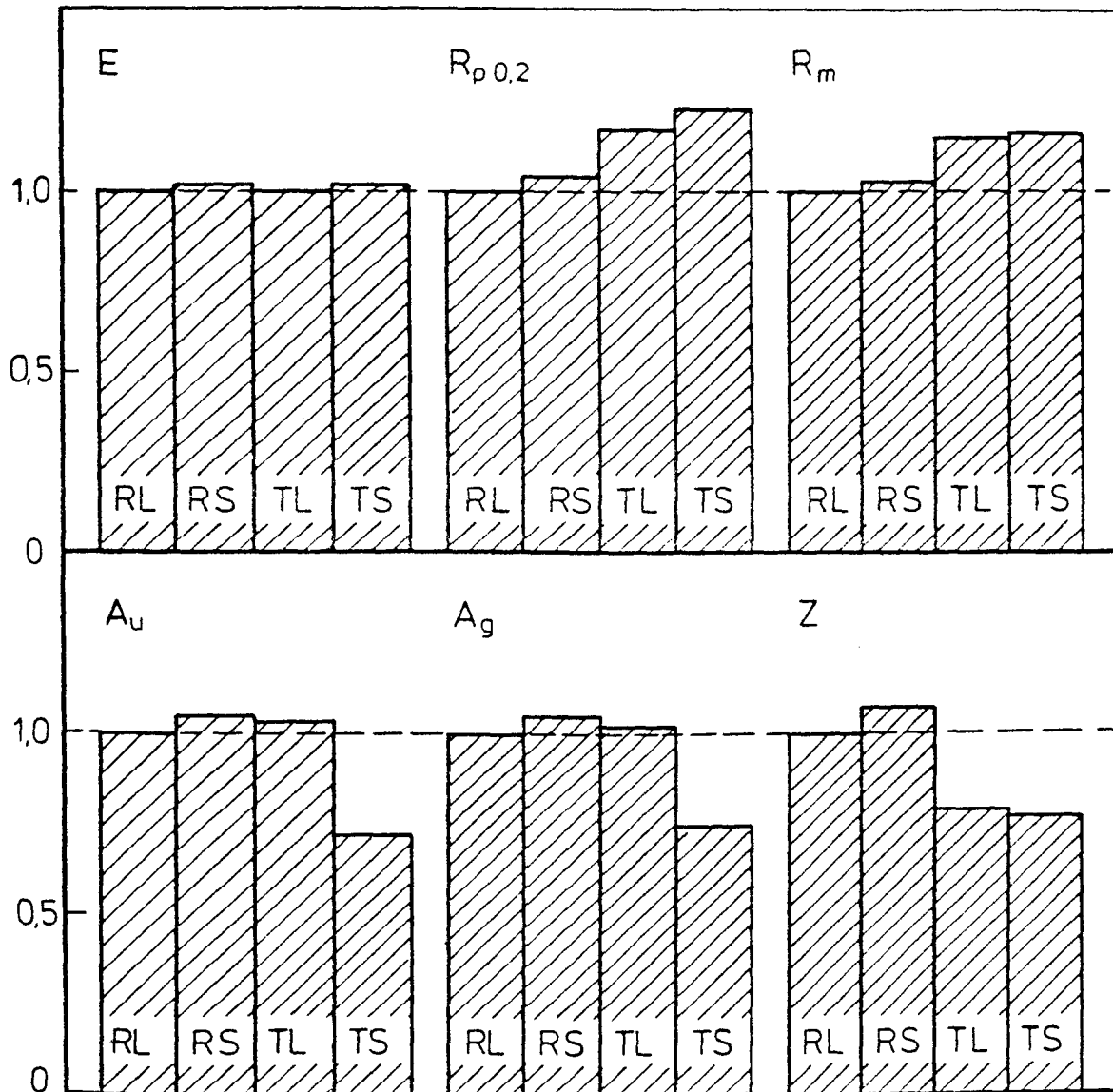


Bild 13: Bezogene Veränderung der mittleren Kennwerte von St 1470/1670 abhängig von Temperatur und Dehngeschwindigkeit



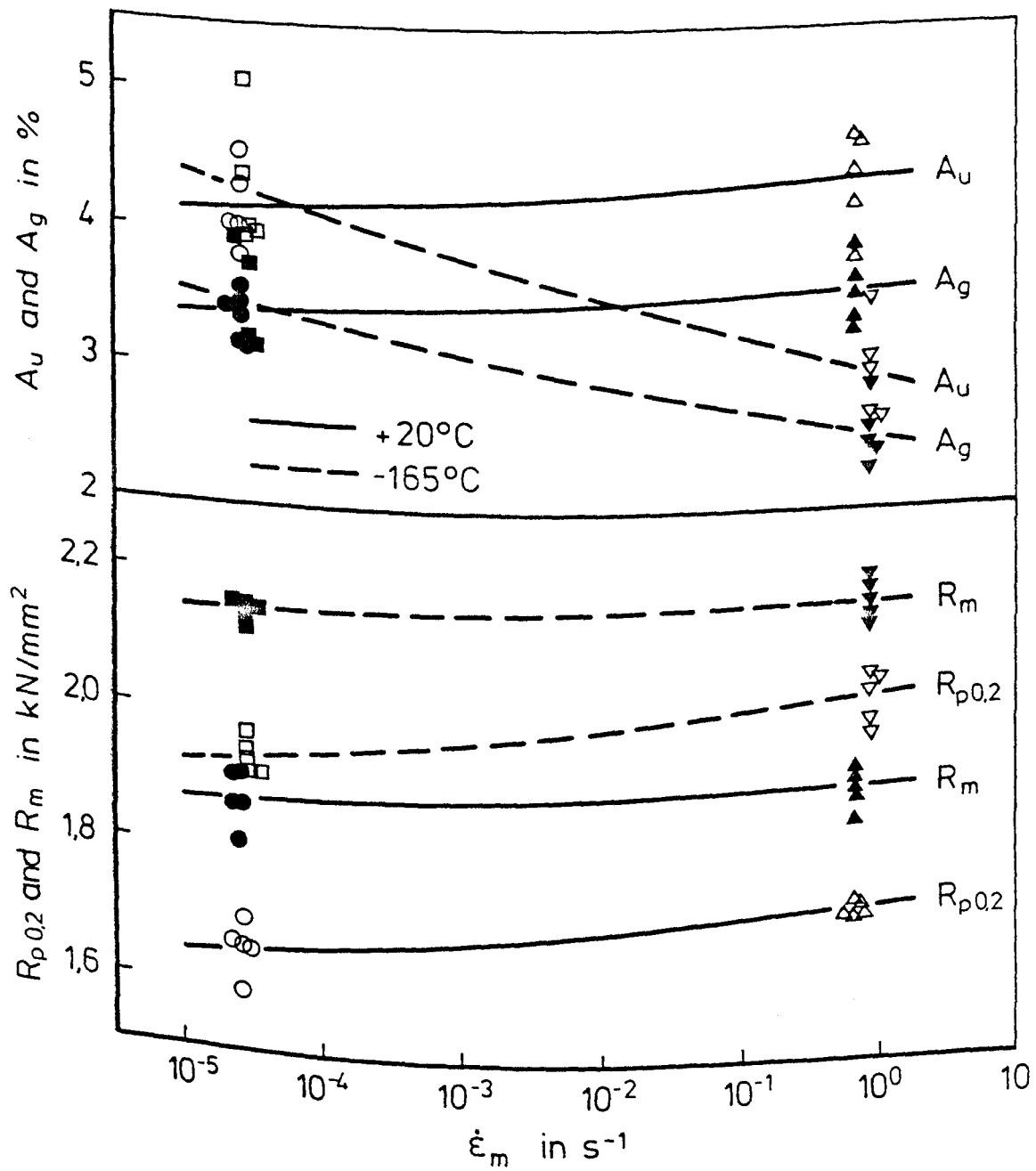
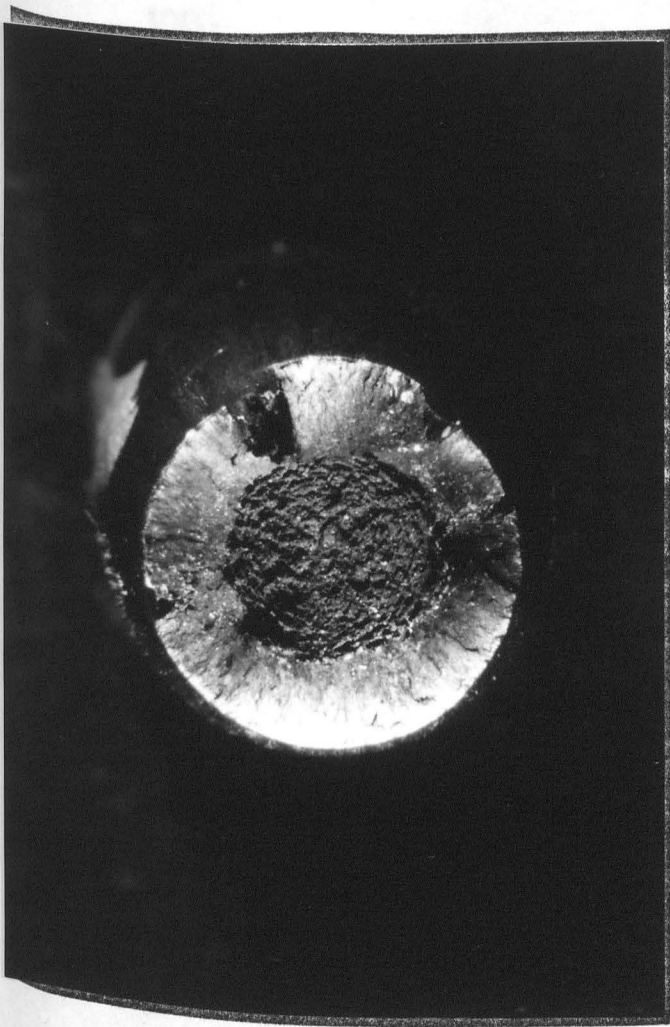
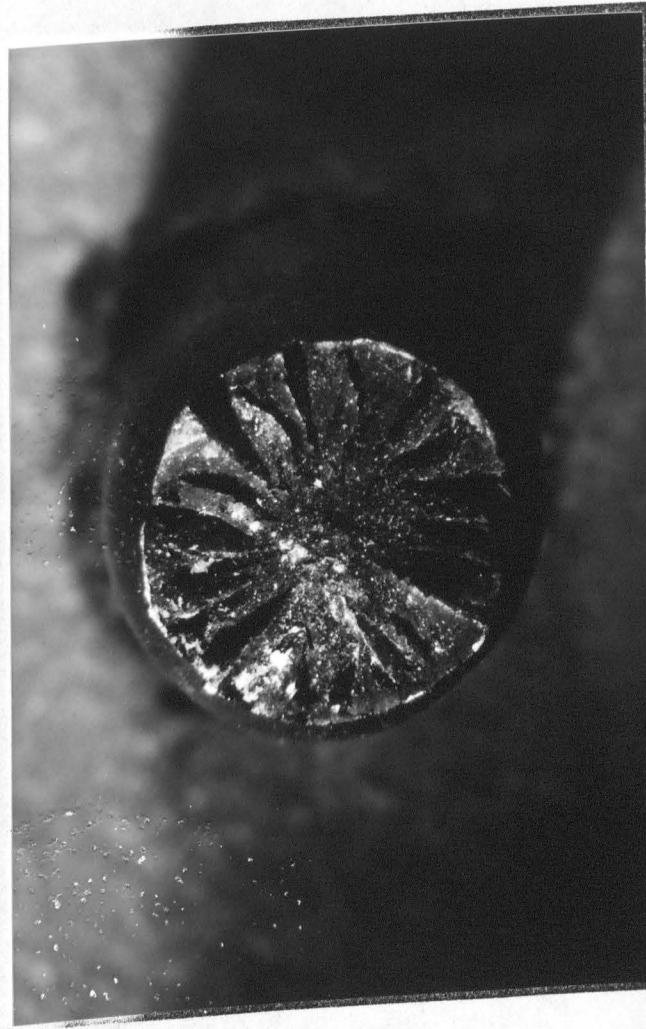


Bild 14: Festigkeits- und Verformungskennwerte von Spannstahl St 1470/1670 abhängig von Temperatur und Dehngeschwindigkeit



$$\vartheta = +20\text{ °C} / \dot{\epsilon}_m = 0,7\text{ s}^{-1}$$



$$\vartheta = -165\text{ °C} / \dot{\epsilon}_m = 0,8\text{ s}^{-1}$$

Bild 15: Bruchflächen von Spannstahlproben St 1470/1670

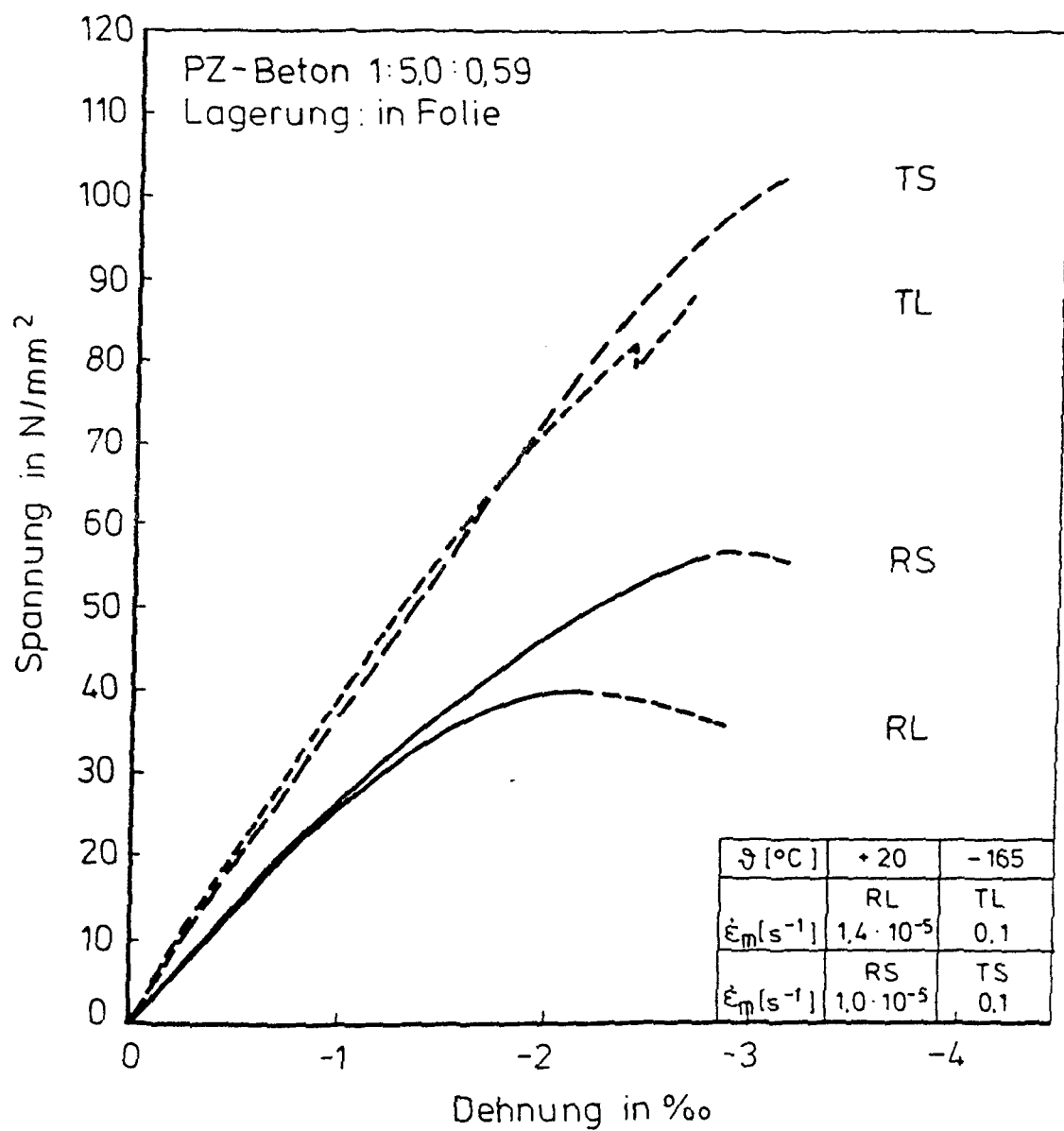


Bild 16:  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramme von Beton abhängig von Temperatur und Dehngeschwindigkeit

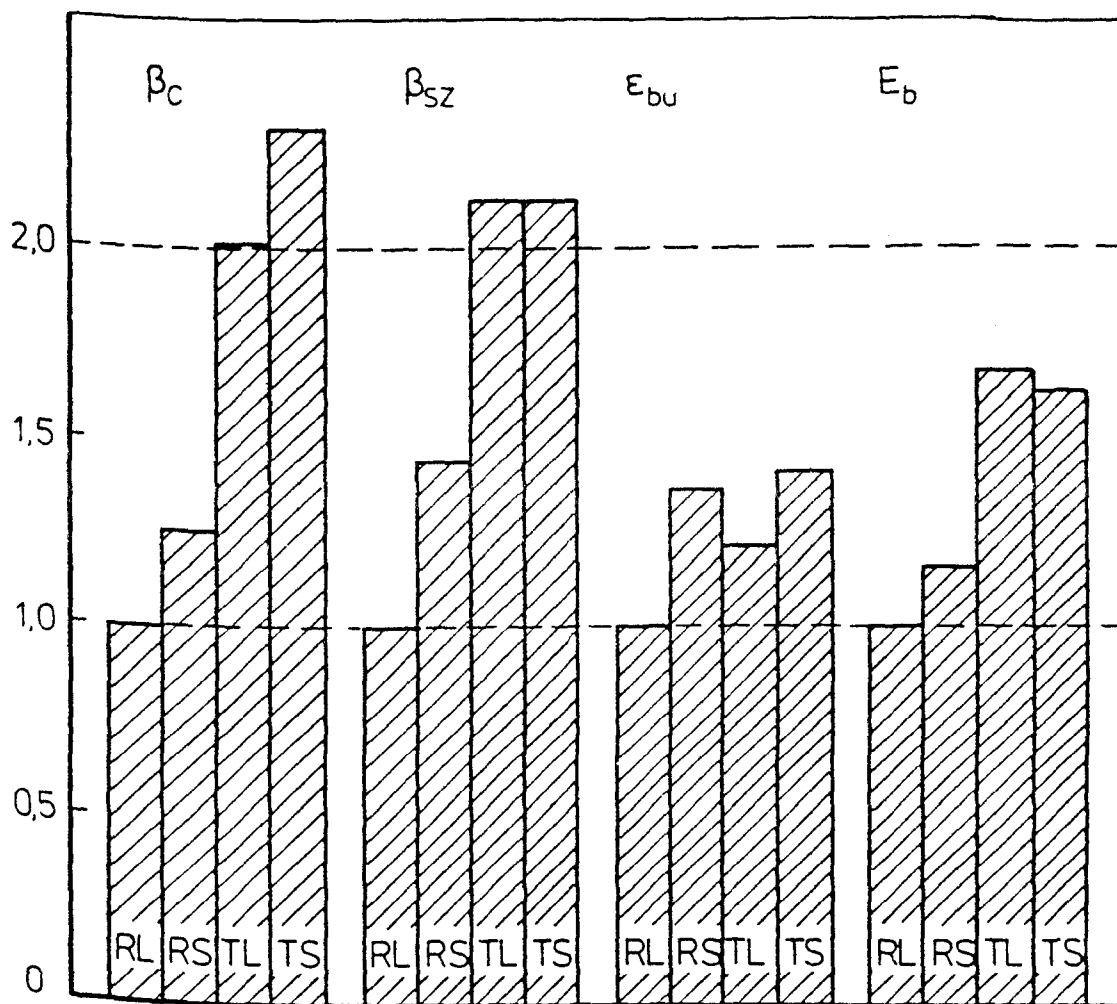


Bild 17: Bezogene Veränderung der mittleren Kennwerte von Beton abhängig von Temperatur und Dehngeschwindigkeit

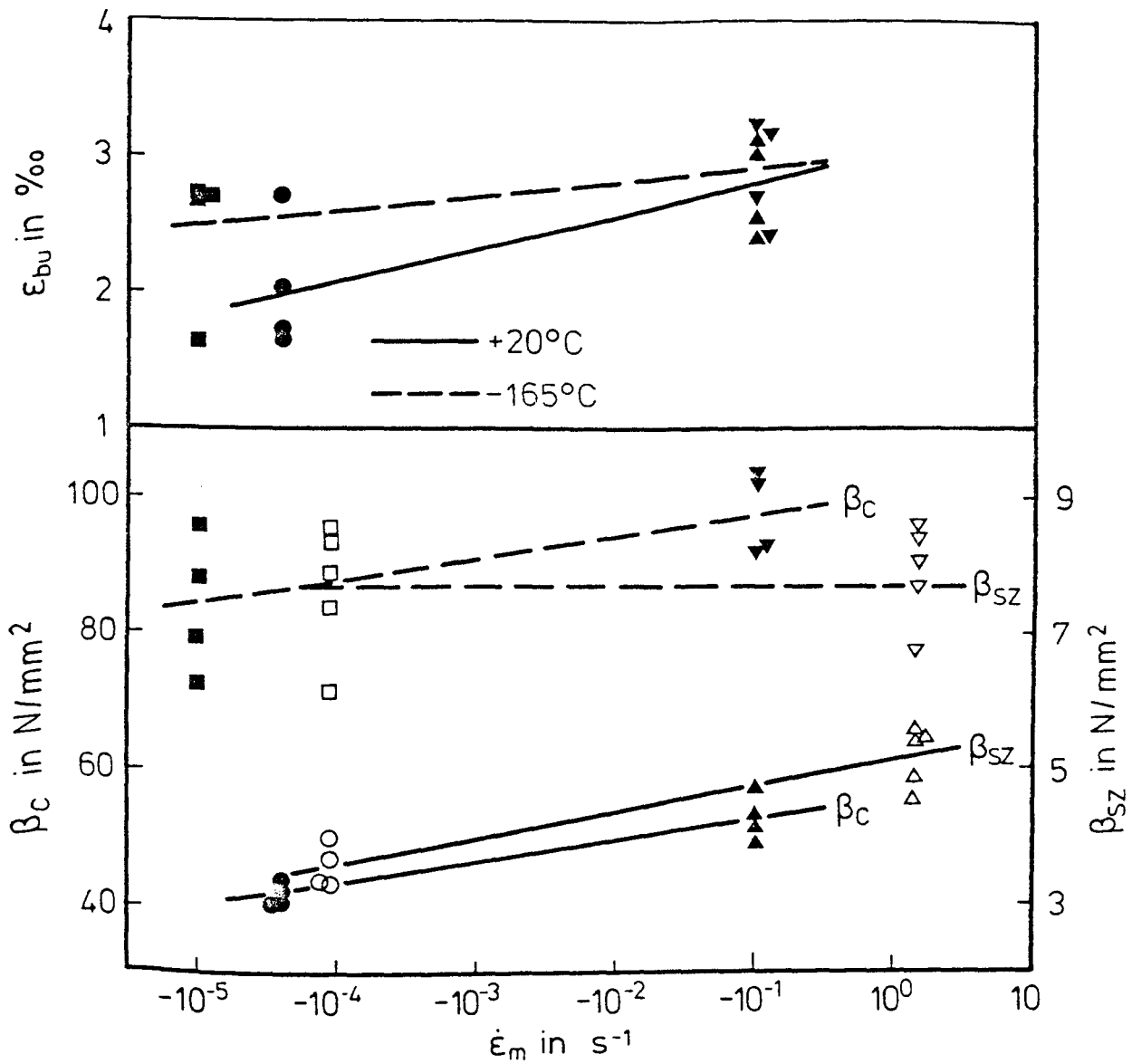


Bild 18: Festigkeits- und Verformungskennwerte von Beton abhängig von Temperatur und Dehngeschwindigkeit

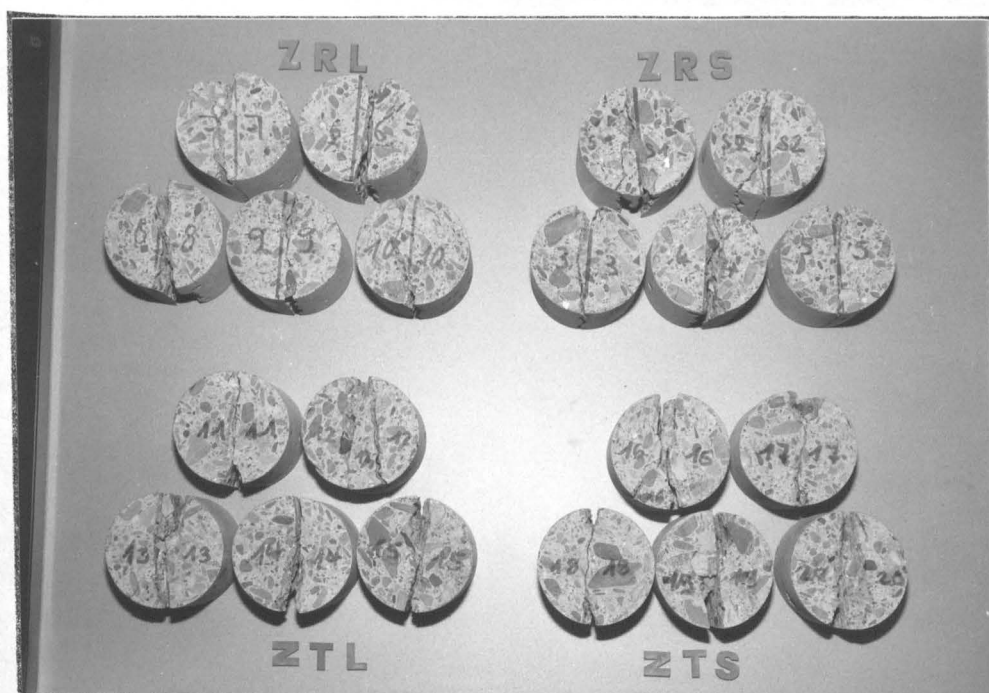


Bild 19: Typische Bruchbilder der Betonprobekörper

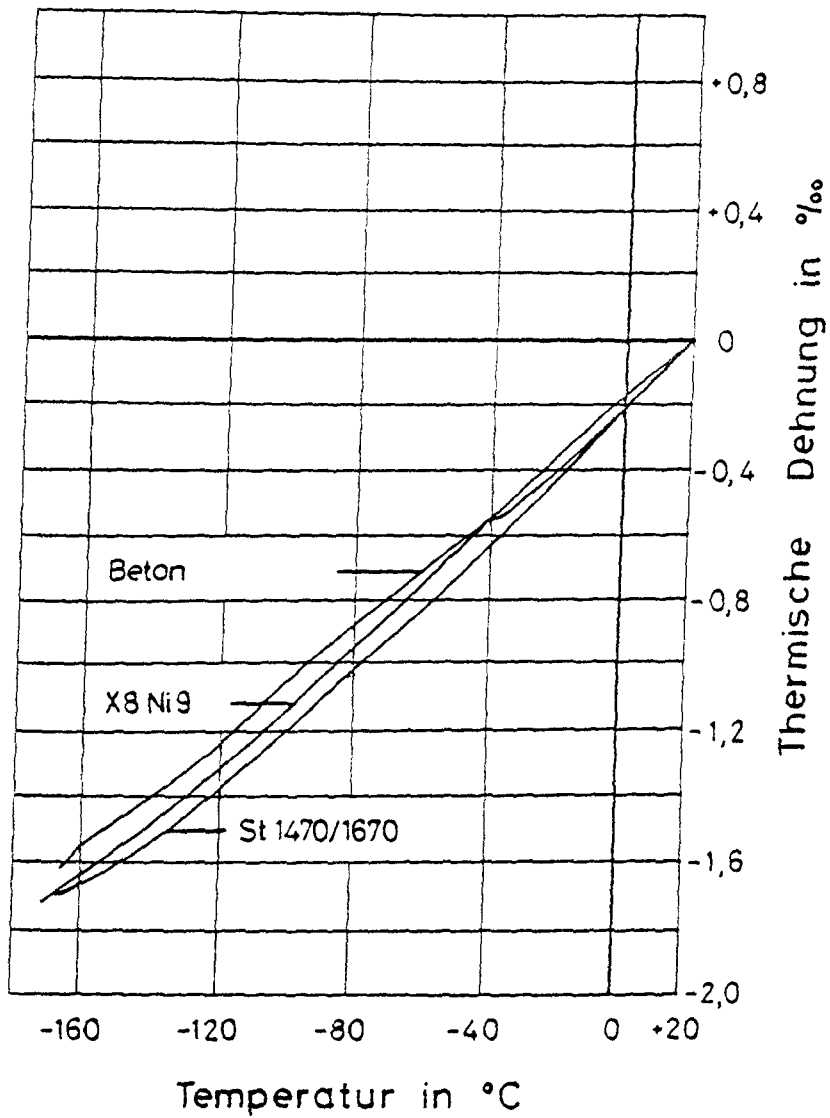


Bild 20: Thermische Dehnung der untersuchten Werkstoffe

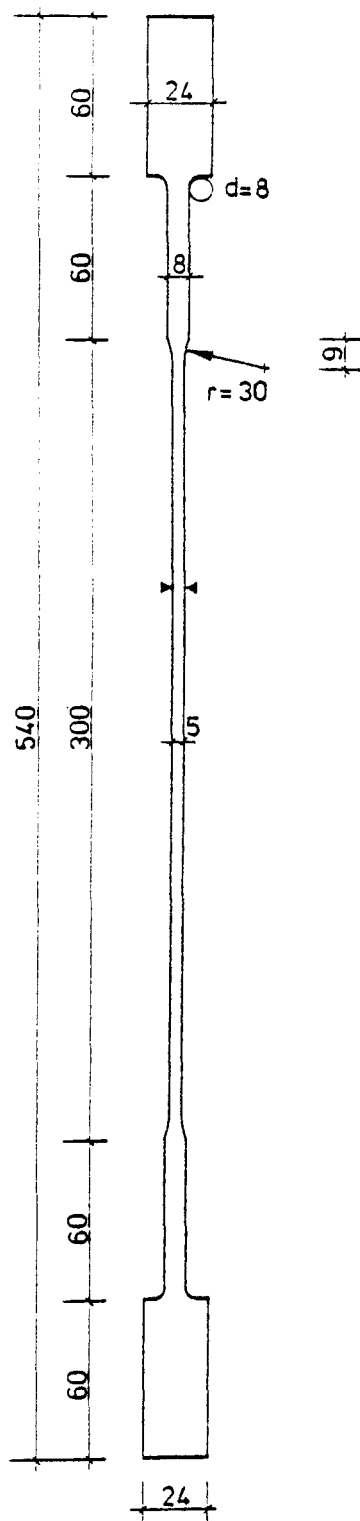
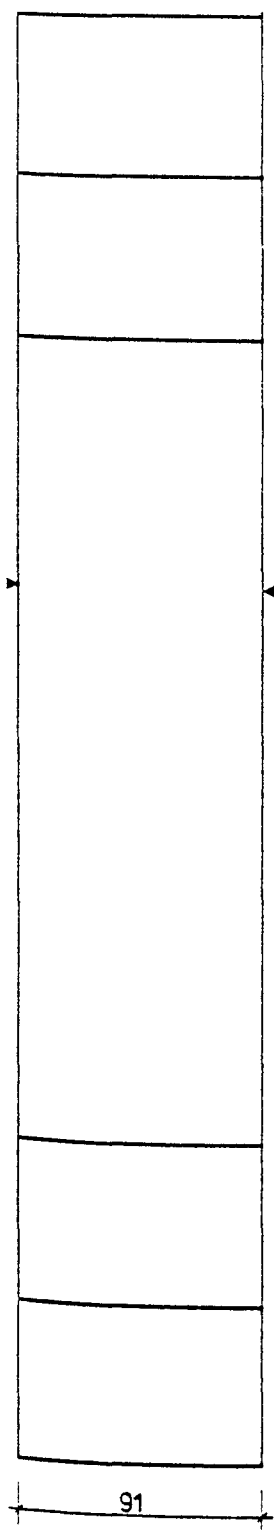
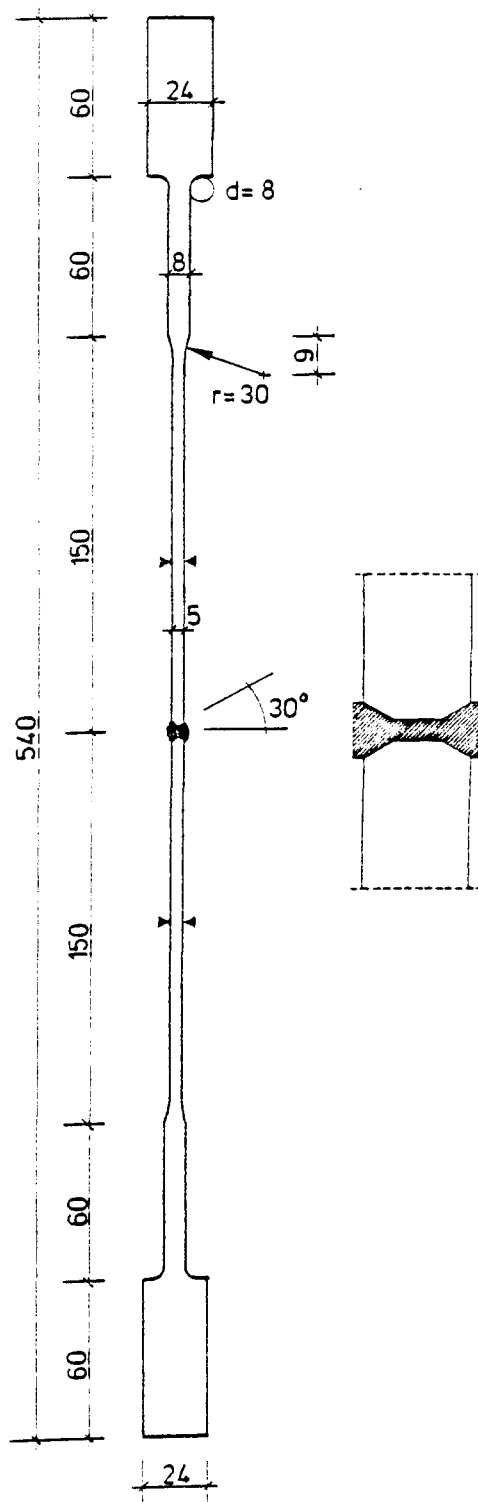


Bild 21: Probenform für Zugversuche an Baustahlscheiben X8Ni9





04/05/2015

Maße in cm

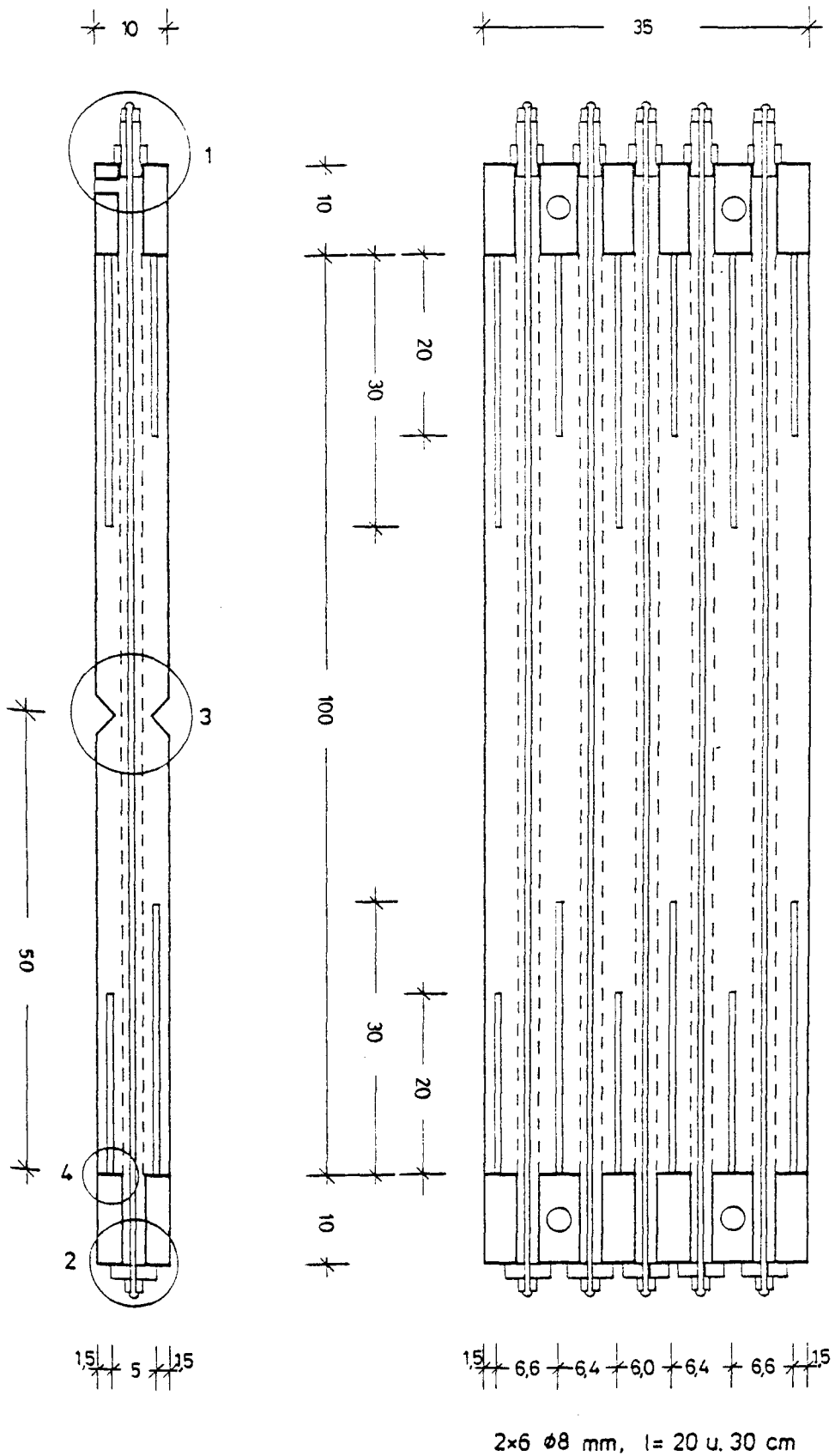
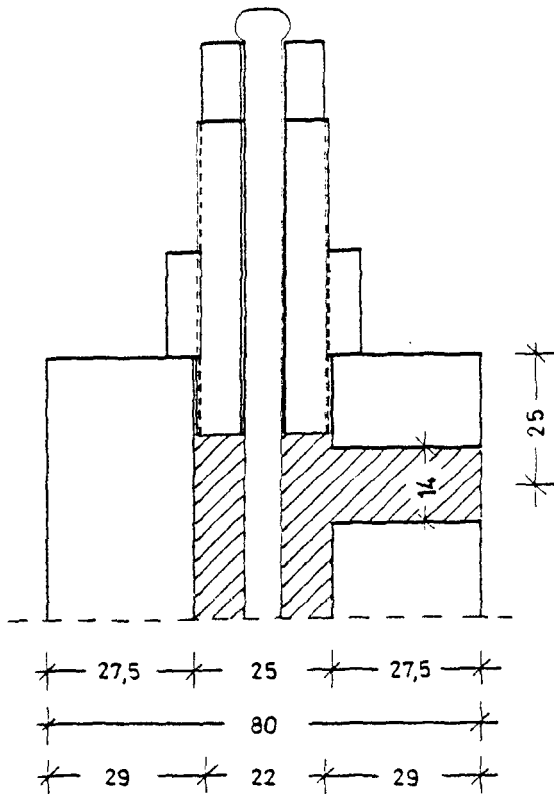


Bild 23: Ausbildung der Spannbetonscheiben  
(Details s. Bilder 24 und 25)

Detail 1



Detail 2

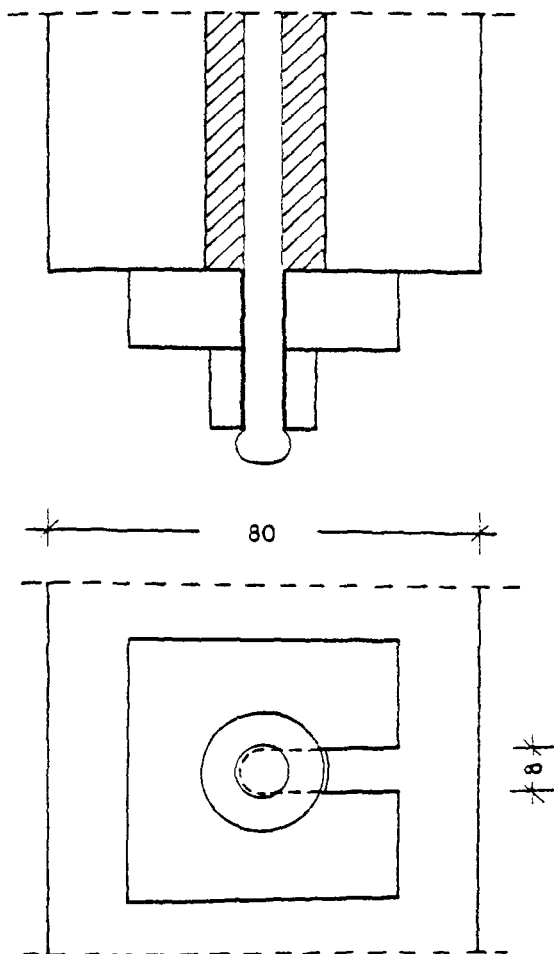
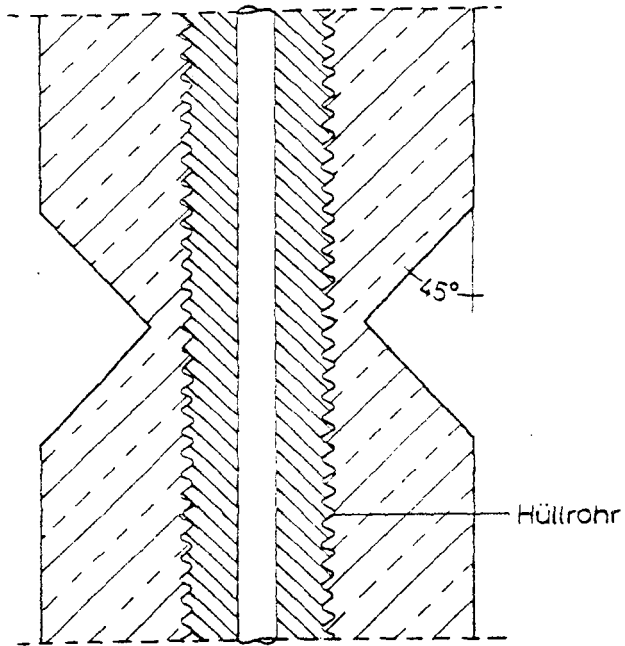
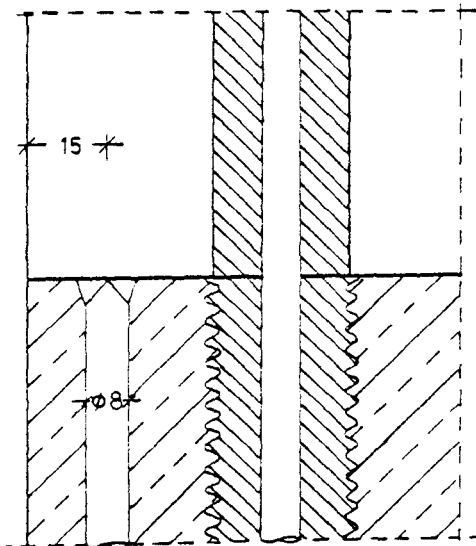
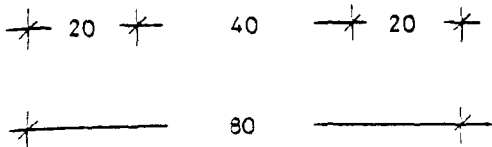


Bild 24: Details zu Bild 23, Spannbetonscheiben  
Ein- und Auslauf der Verpreßkanäle



Detail 3



Detail 4

Bild 25: Details zu Bild 23, Spannbetonscheiben  
 - planmäßige Querschnittsschwächung  
 - Einleitungsbewehrung  $\varnothing 8$

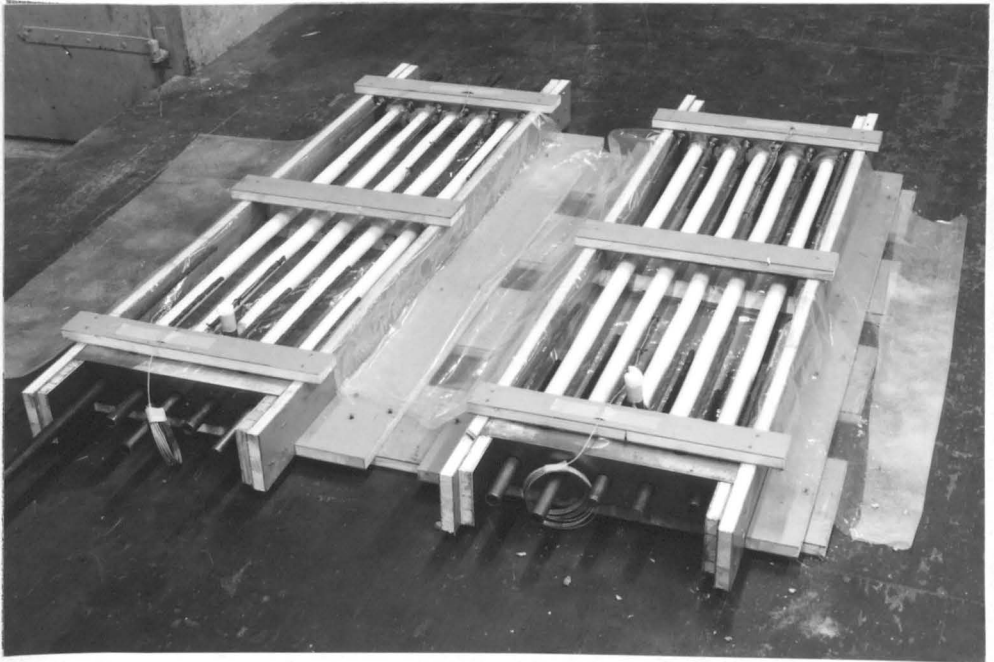


Bild 26: Schalung und Bewehrung der Spannbetonscheiben

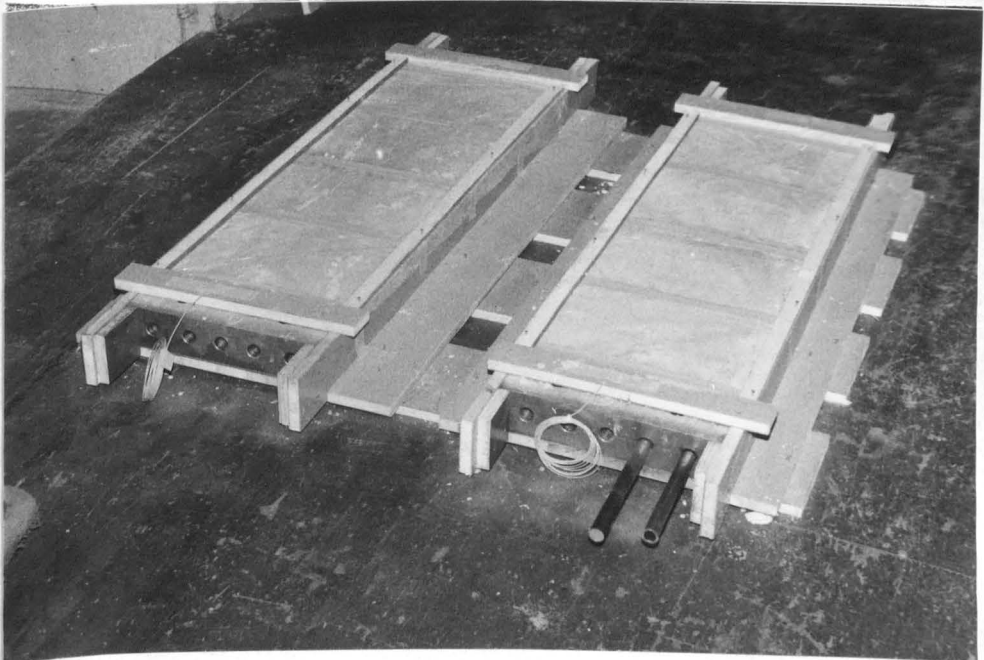


Bild 27: Lagerung der Spannbetonscheiben, versiegelt durch Folie

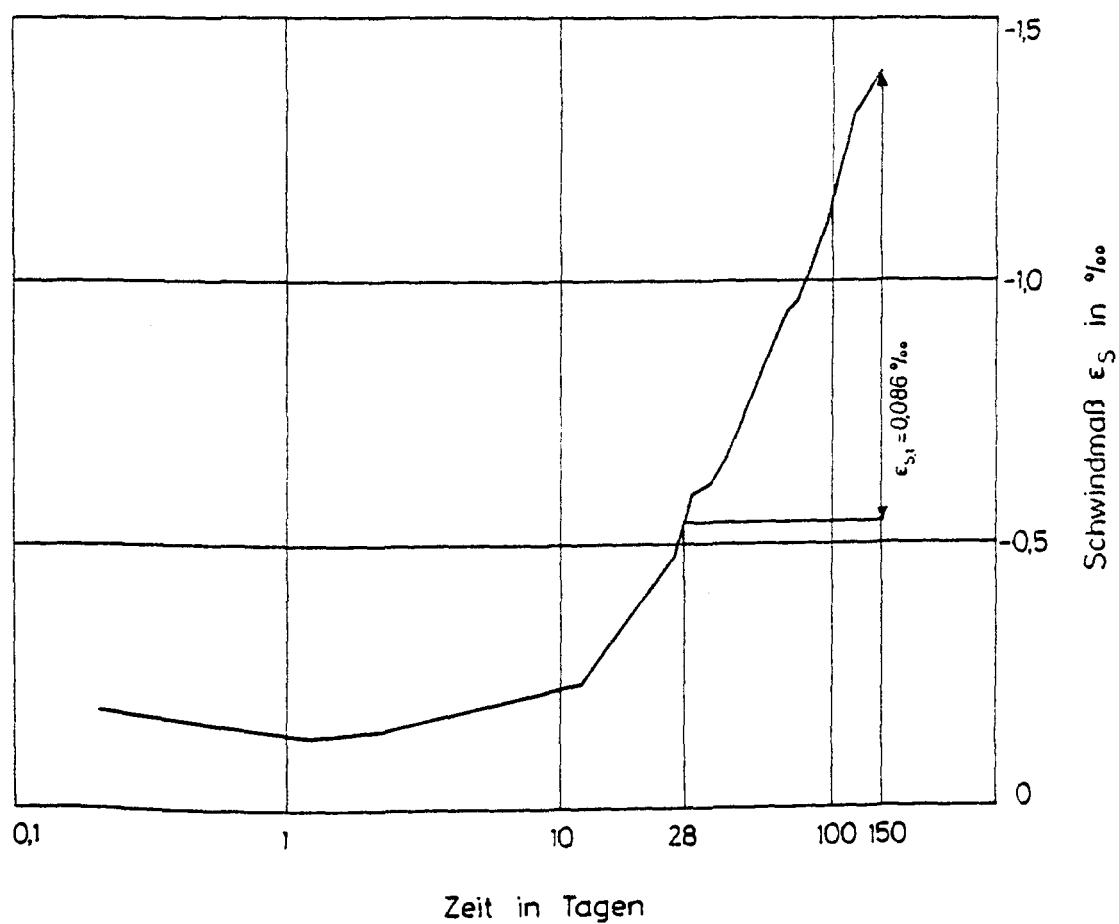


Bild 28: Schwindmaß der Spannbetonscheiben

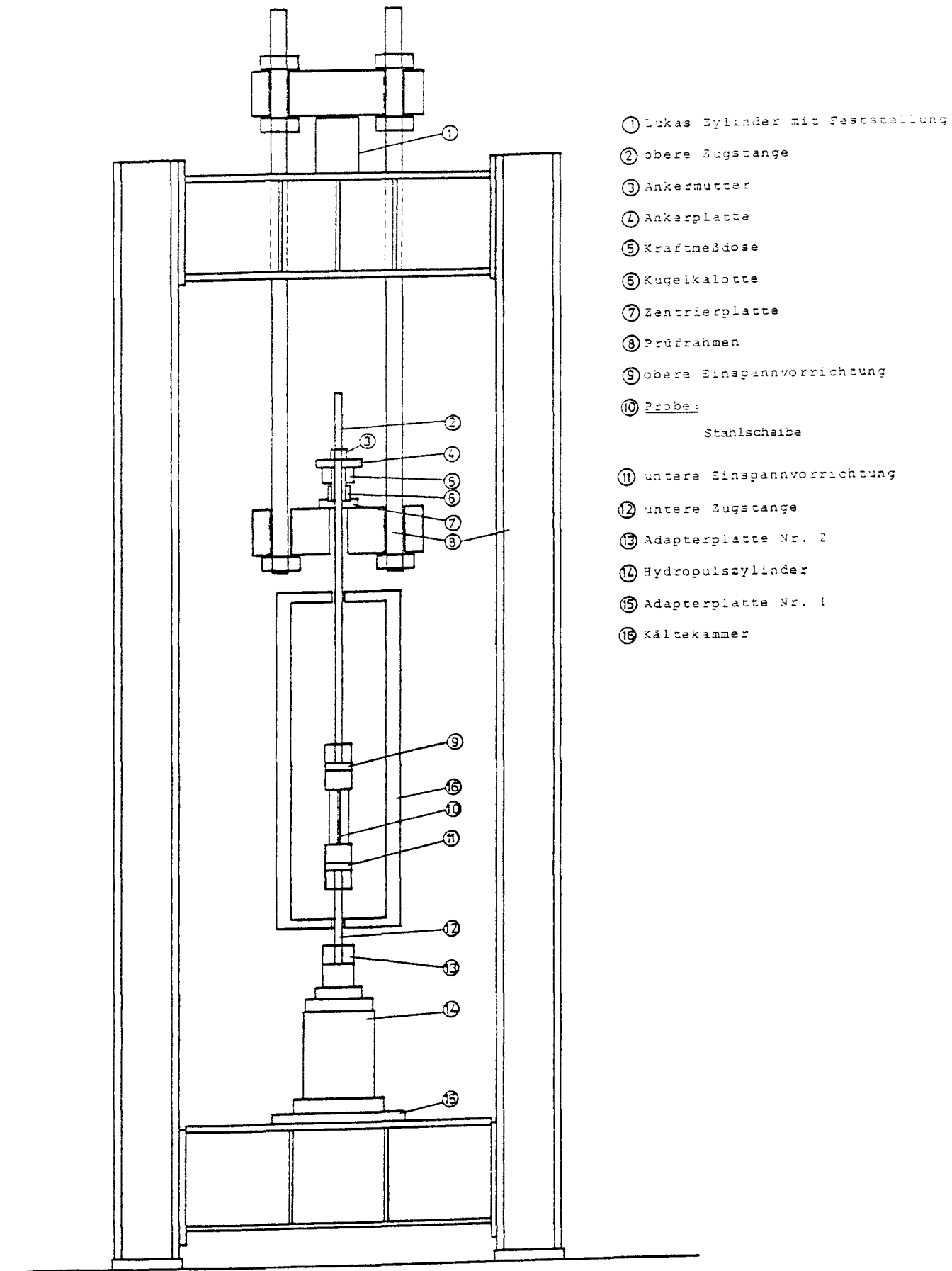
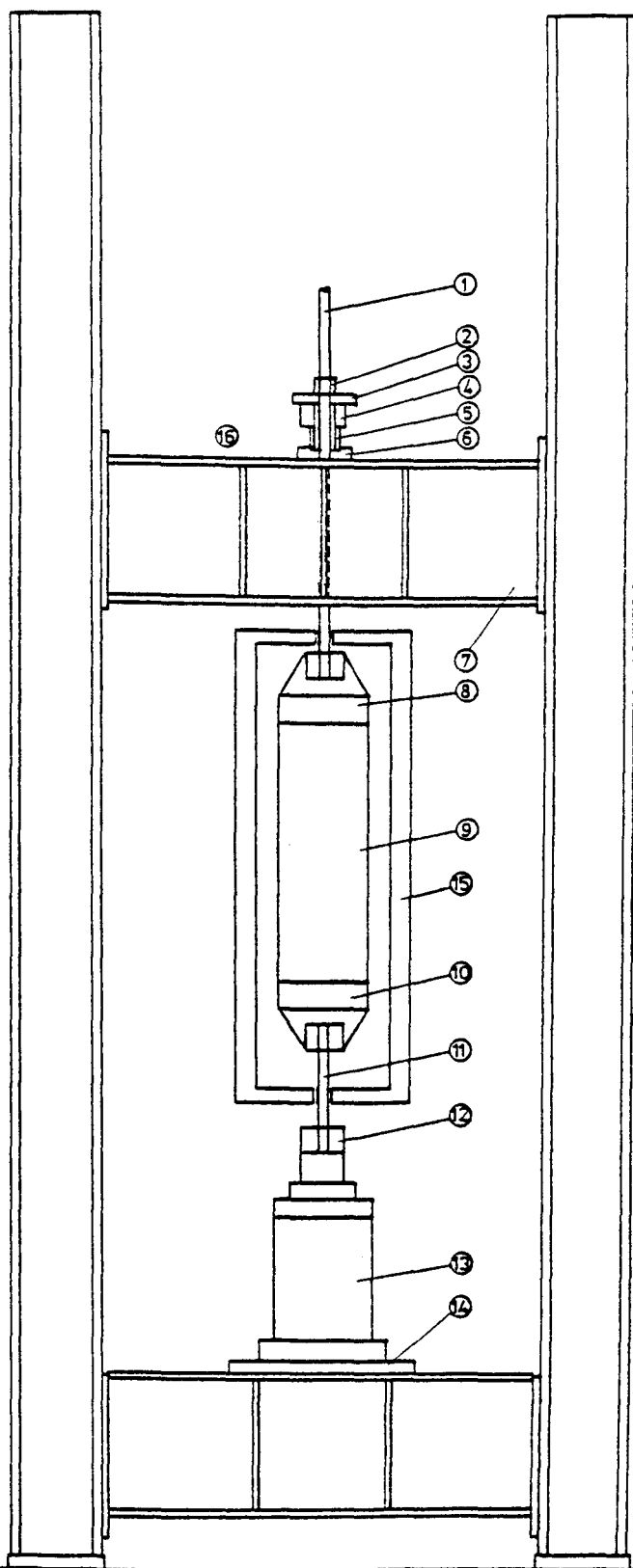


Bild 29: Versuchsaufbau,  
 Stahlscheiben bei tiefen Temperaturen  
 und hohen Belastungsgeschwindigkeiten



- ① obere Zugstange
- ② Anker Mutter
- ③ Ankerplatte
- ④ Kraftmeßdose
- ⑤ Kugelkalotte
- ⑥ Zentrierplatte
- ⑦ Prüfrahmen
- ⑧ obere Einspannvorrichtung
- ⑨ Probe:  
Spannbetonscheibe
- ⑩ untere Einspannvorrichtung
- ⑪ untere Zugstange
- ⑫ Adapterplatte Nr. 2
- ⑬ Hydropulszylinder
- ⑭ Adapterplatte Nr. 1
- ⑮ Kältekammer
- ⑯ Lukas Hohkolbenzylinder  
Spannbock  
(nicht dargestellt)

Bild 30: Versuchsaufbau,  
Spannbetonscheiben bei tiefen Temperaturen  
und hohen Belastungsgeschwindigkeiten



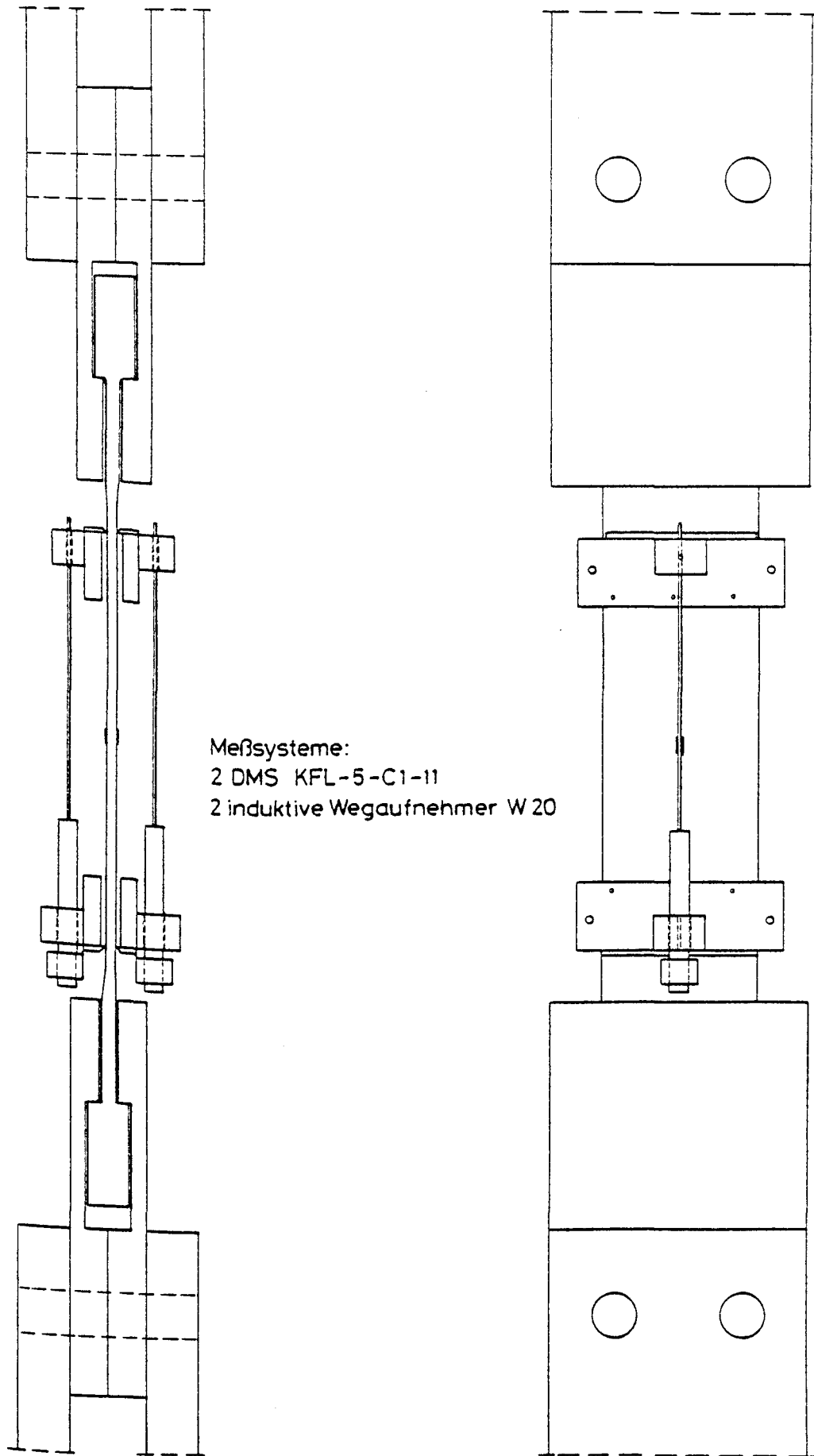


Bild 31: Meßsysteme für Zugversuche an Baustahlscheiben X8Ni9

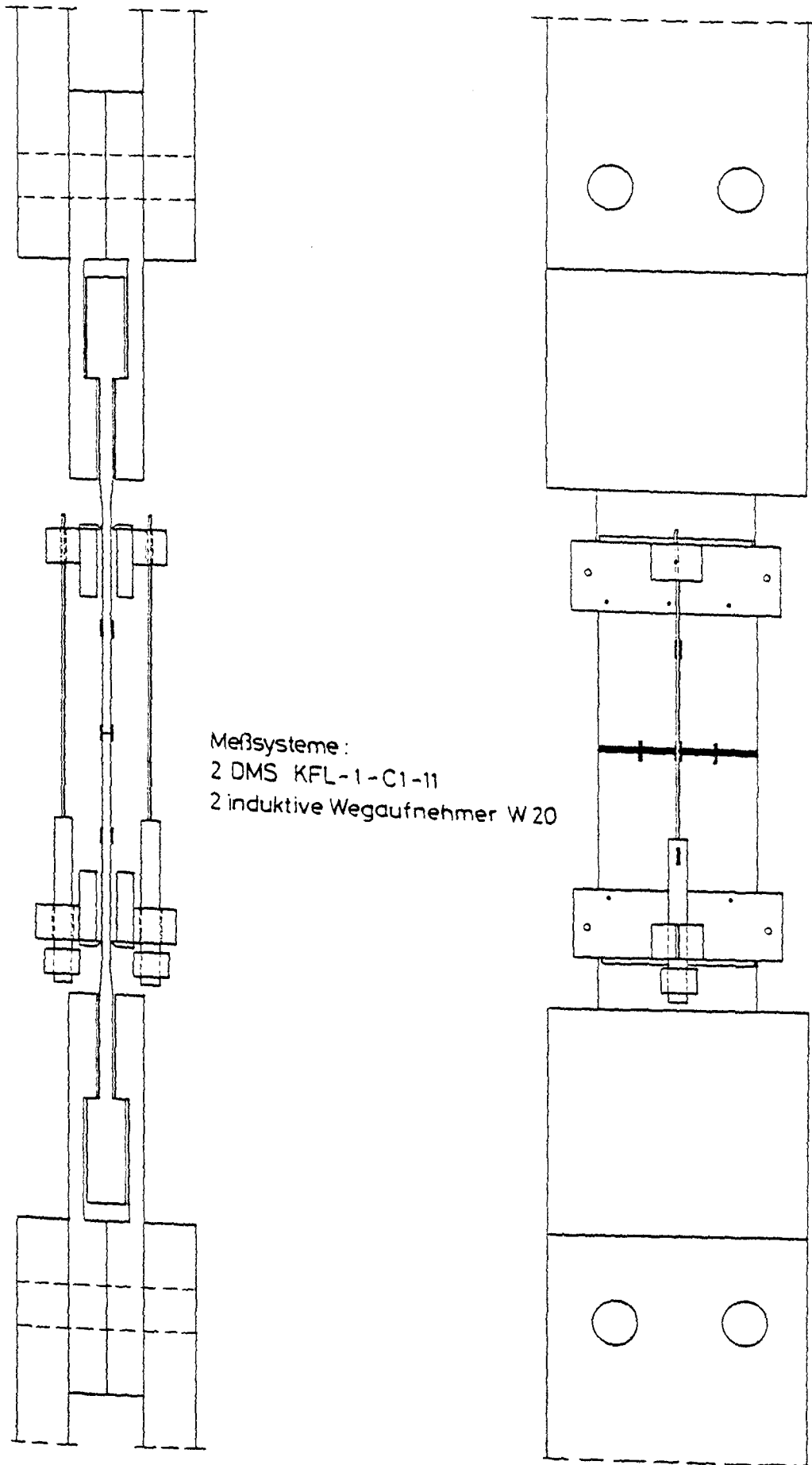


Bild 32: Meßsysteme für Zugversuche an Baustahlscheiben  
 X8Ni9 mit Schweißnaht

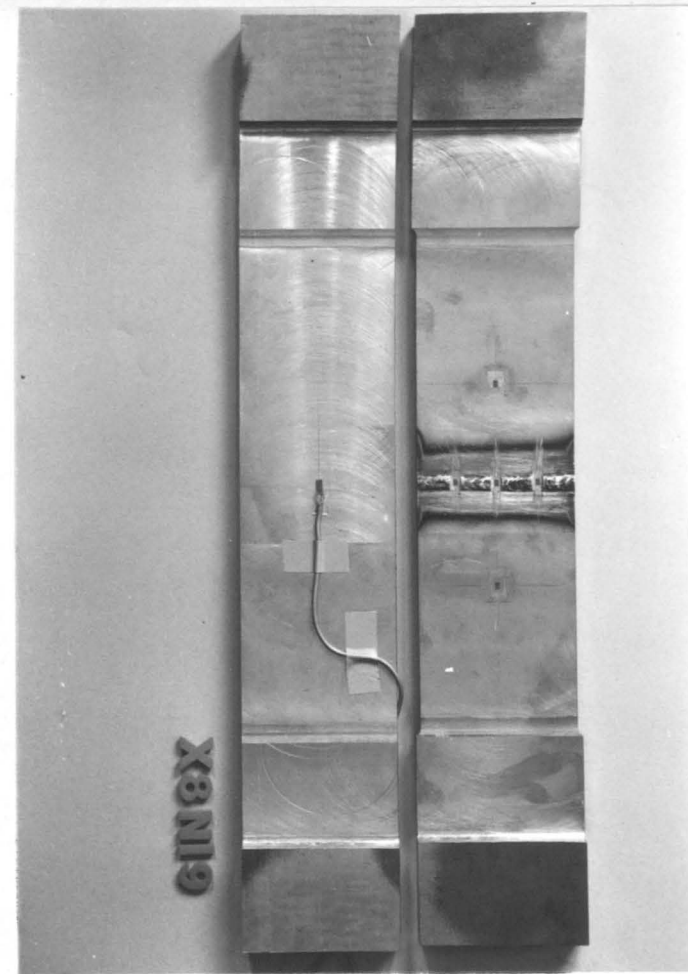
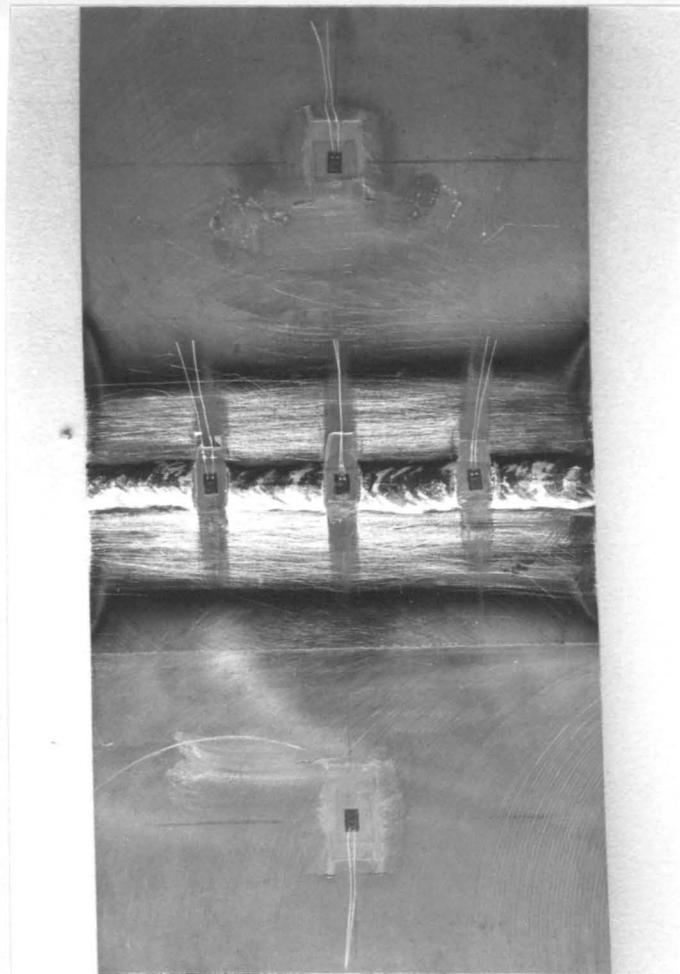
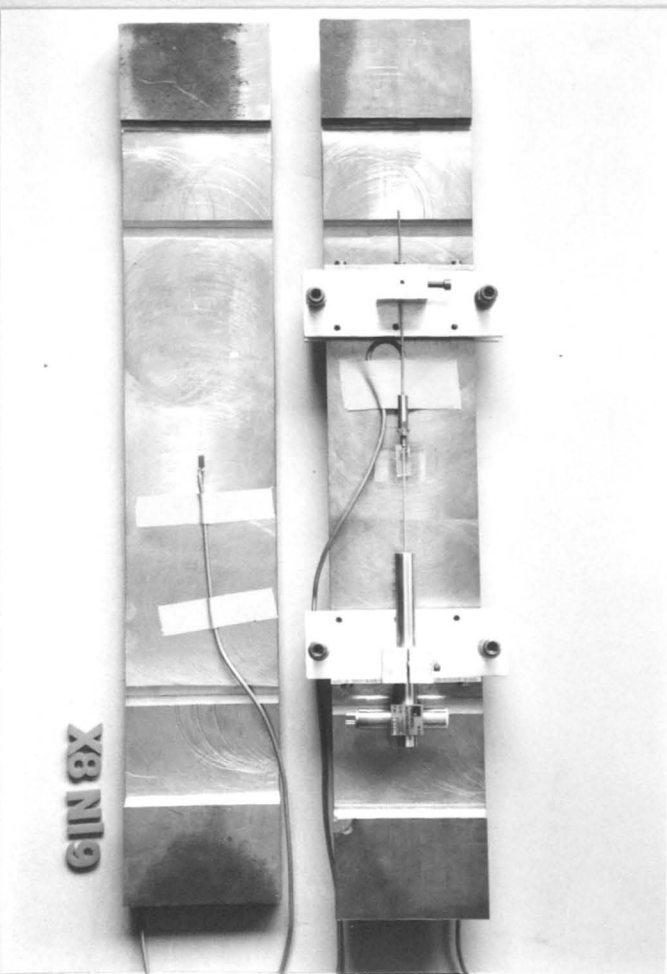
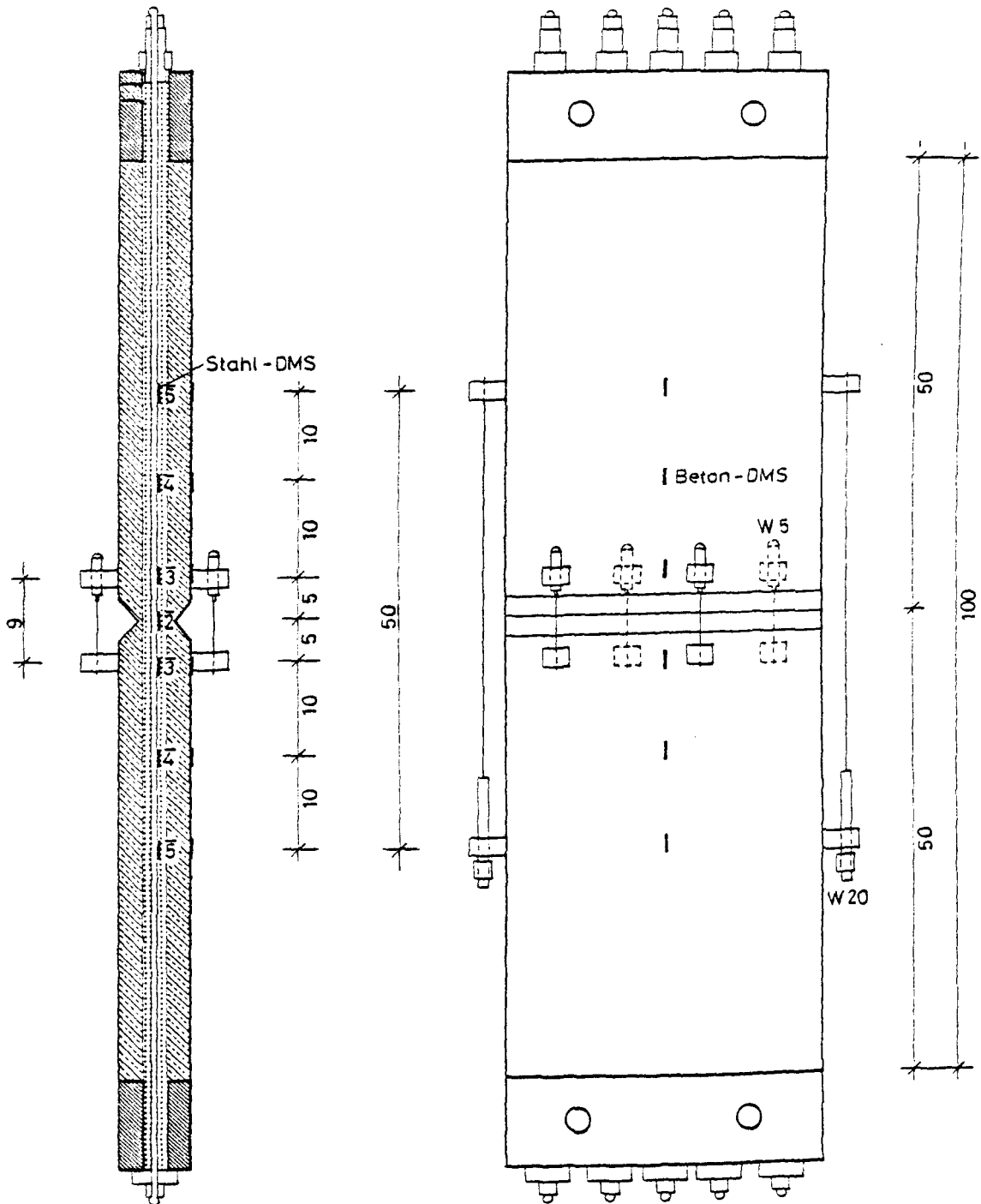


Bild 33: Probenform und Meßsysteme für Baustahlscheibe X8Ni9  
mit und ohne Schweißnaht



## Meßsysteme

1. Spannstahl: 7 DMS KFL - 1 - C1 - 11  
Beton : 6 DMS KFL - 30 - 350 - C1 - 11
2. 2 induktive Wegaufnehmer W 20  
4 induktive Wegaufnehmer W 5

Bild 34: Meßsysteme für Zugversuche an Spannbetonscheiben

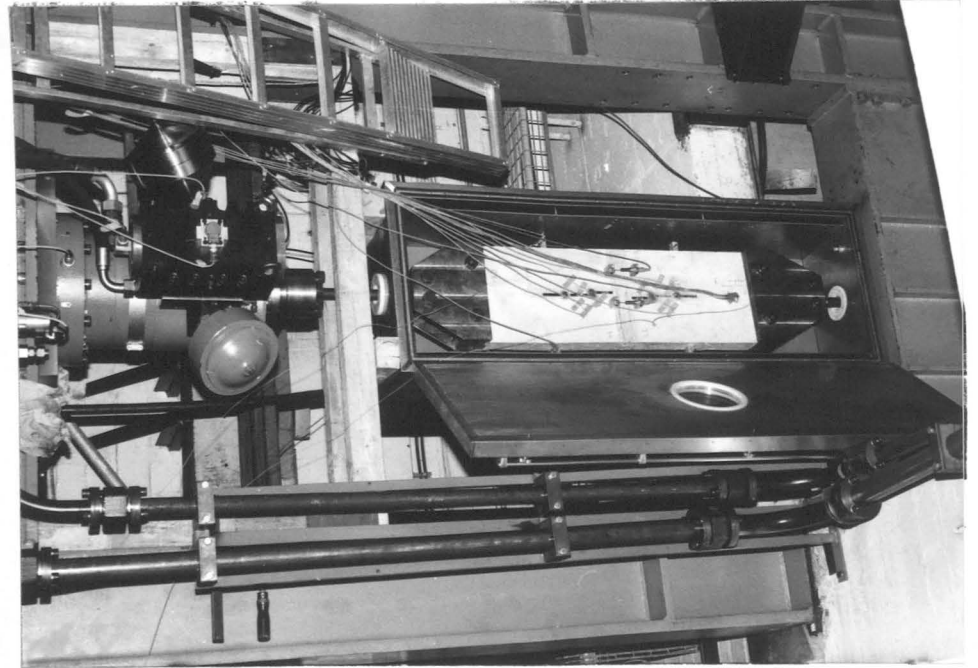
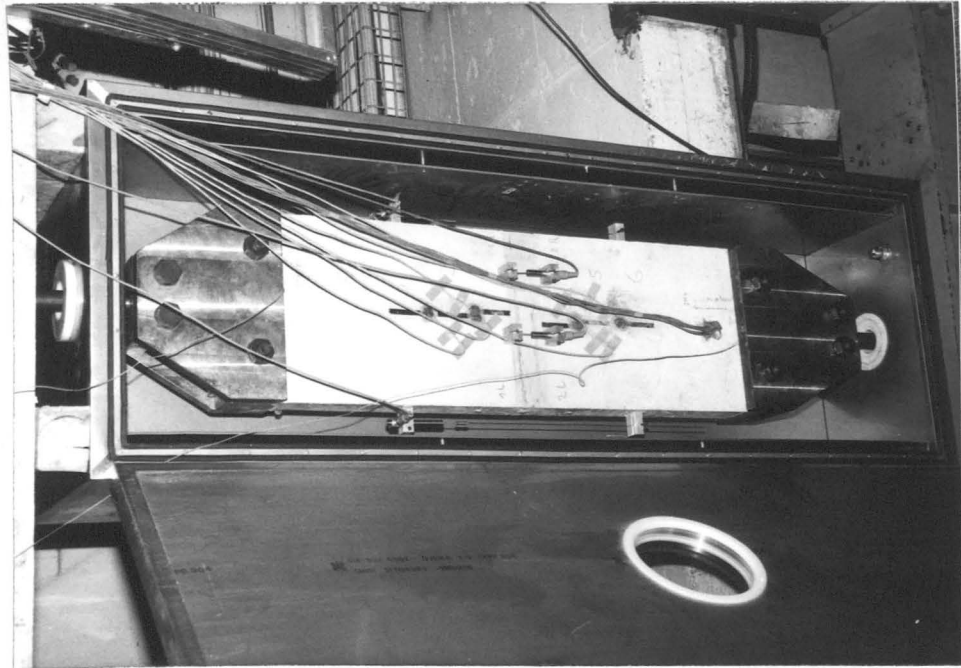


Bild 35: Meßsysteme und Versuchsaufbau für Zugversuche  
an Spannbetonscheiben

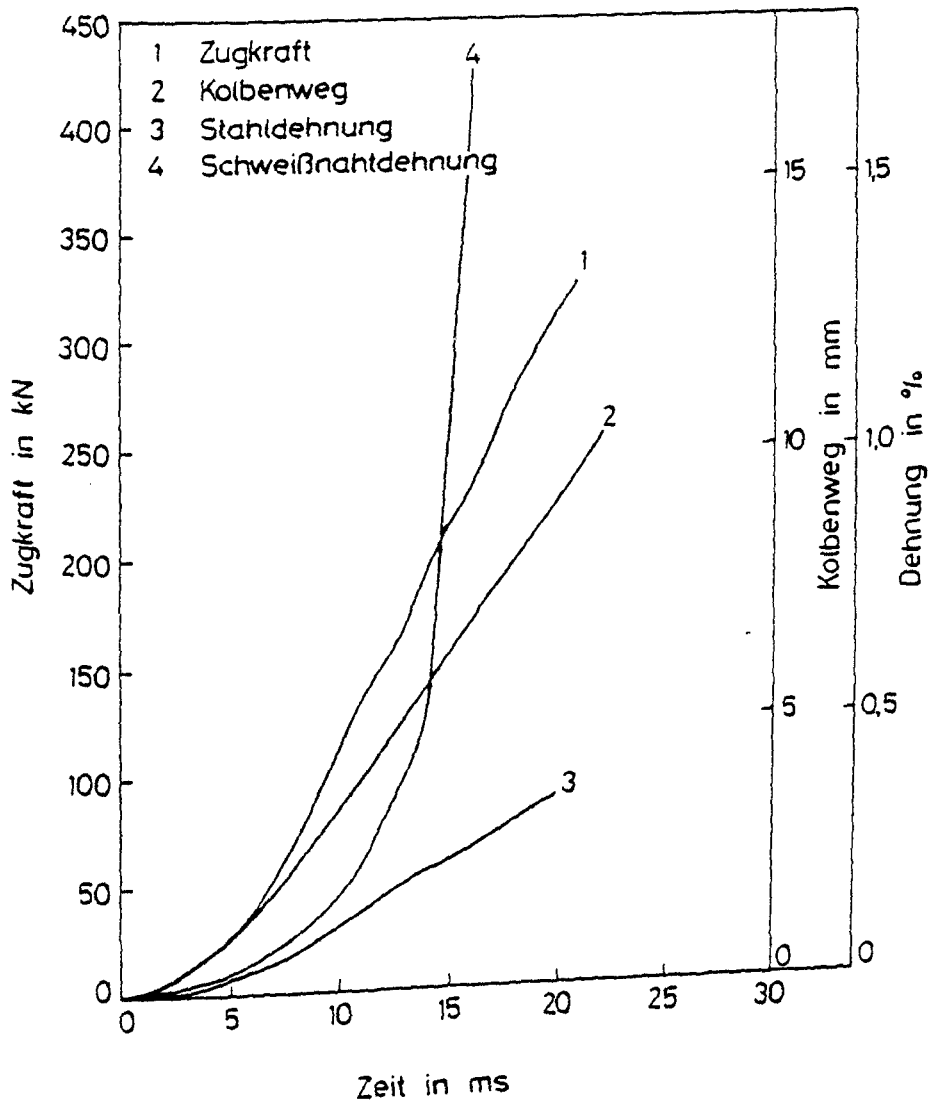


Bild 36: Meßschrieb eines Zugversuches an einer Baustahlscheibe X8Ni9 mit Schweißnaht

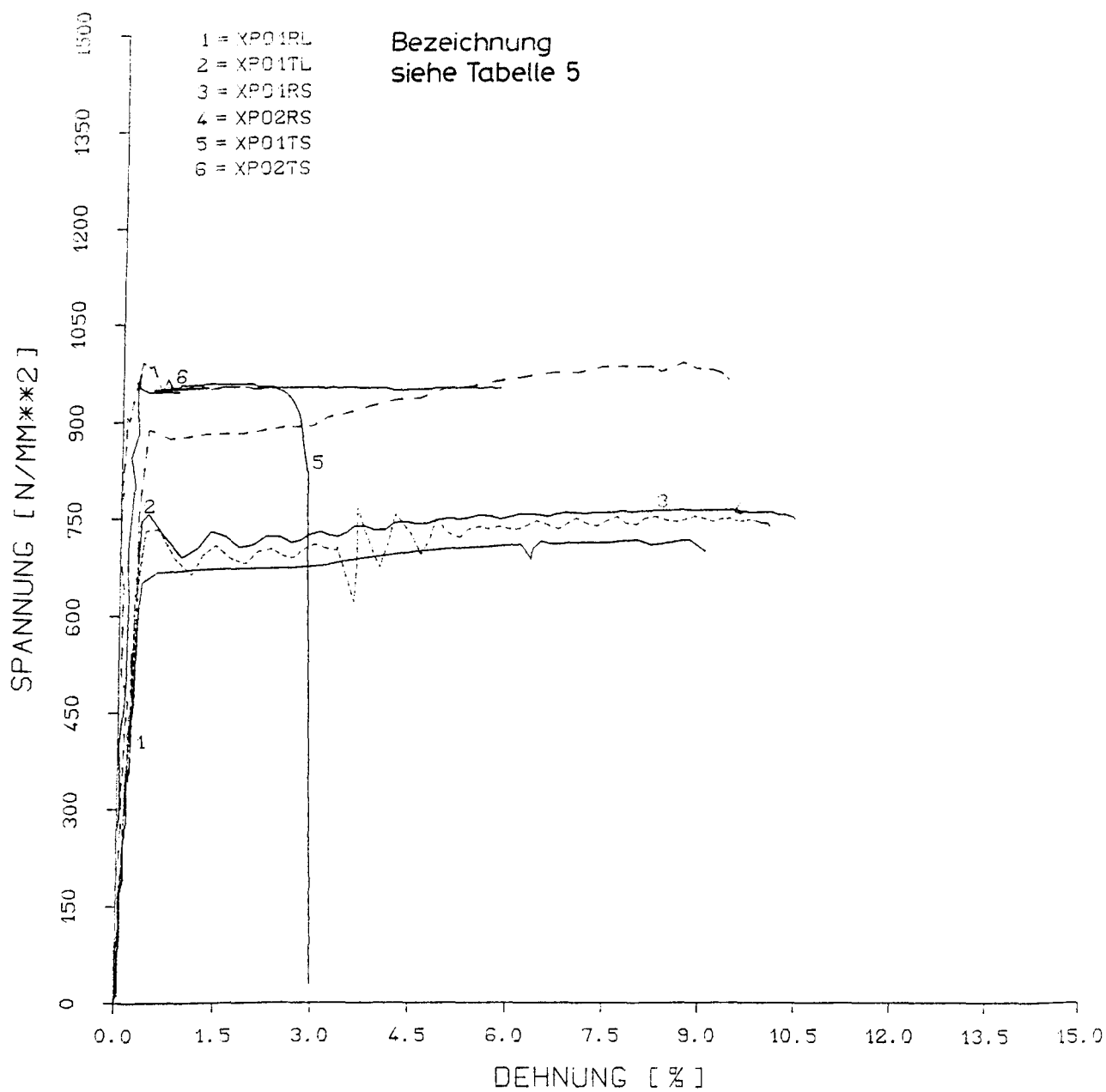


Bild 37:  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramme der Baustahlscheiben X8Ni9 abhängig von Temperatur und Dehngeschwindigkeit



$$\vartheta = +20^{\circ}\text{C}, -165^{\circ}\text{C} \quad \dot{\epsilon}_m = 7,4 \div 7,8 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$$



$$\vartheta = +20^{\circ}\text{C} \quad \dot{\epsilon}_m = 1,6 \text{ s}^{-1}$$

Bild 38: Baustahlscheiben X8Ni9 nach dem Zugversuch



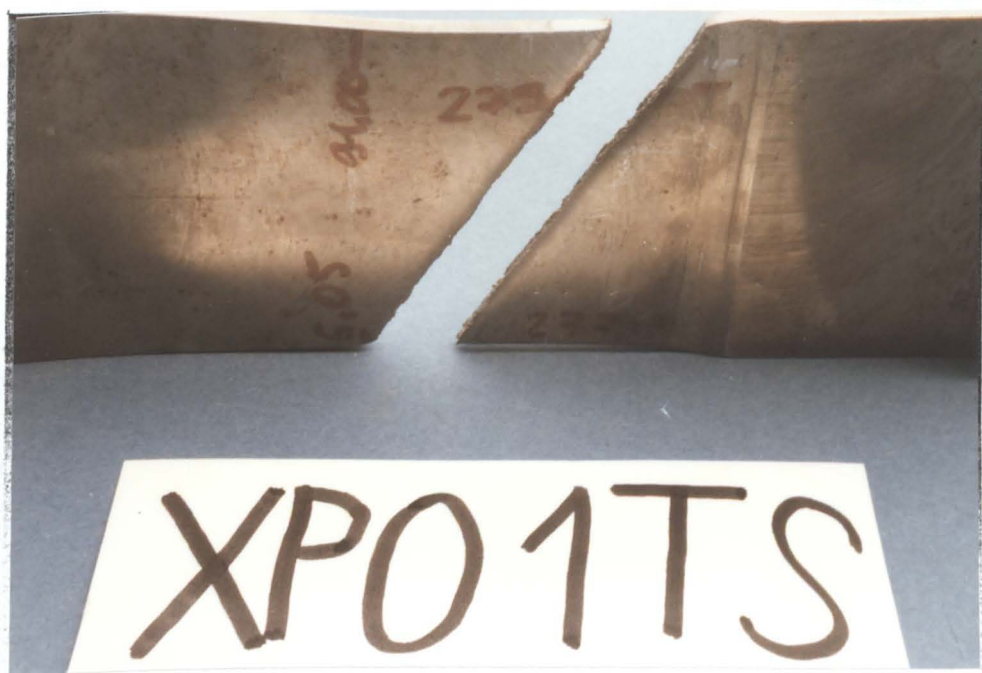


Bild 39: Baustahlscheiben X8Ni9 nach dem Zugversuch

$$\vartheta = -165 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \dot{\epsilon}_m = 0,84 \text{ s}^{-1}$$

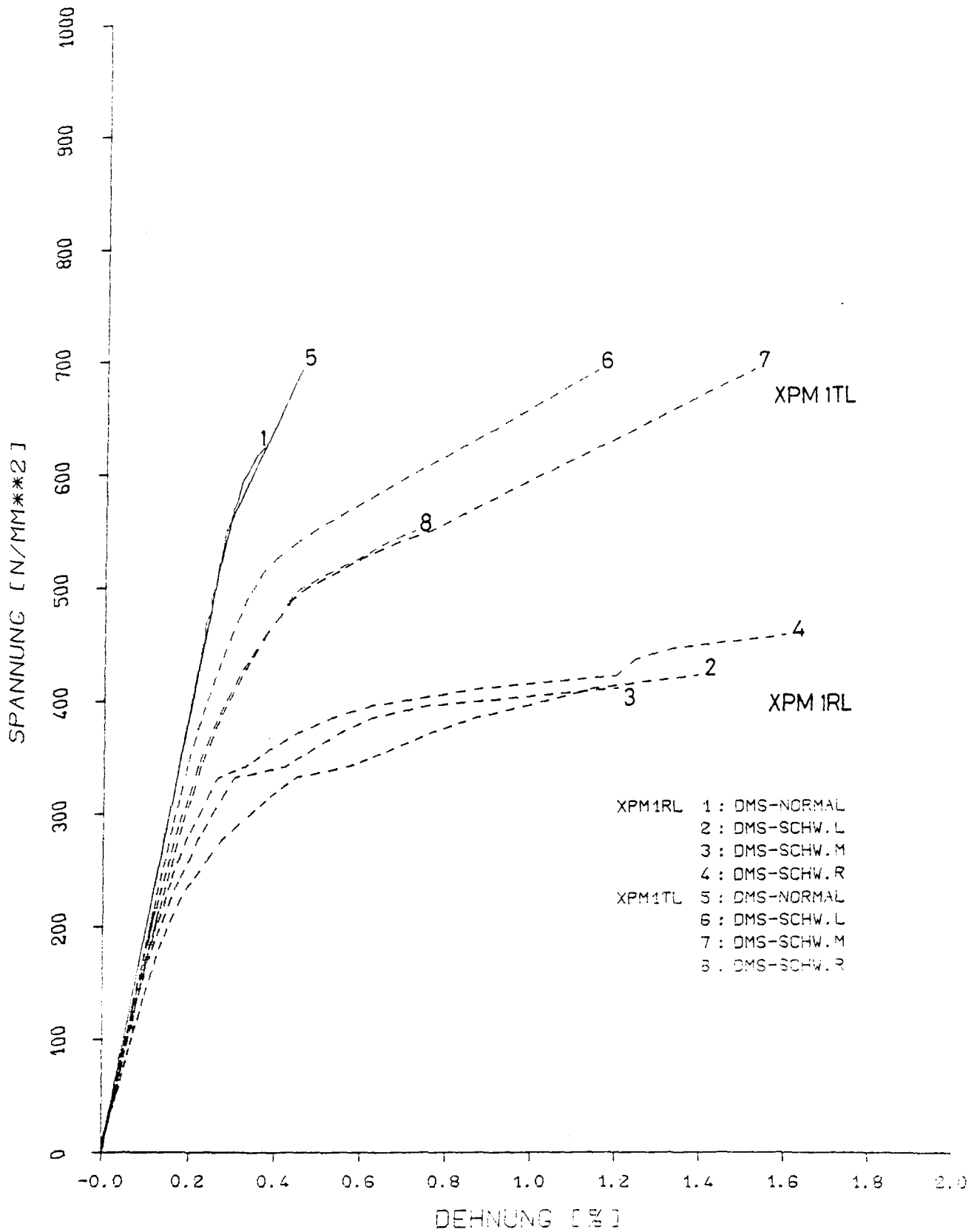


Bild 40:  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramme der Baustahlscheiben X8Ni9 mit Schweißnaht bei +20 °C und -165 °C bei statischer Beanspruchung

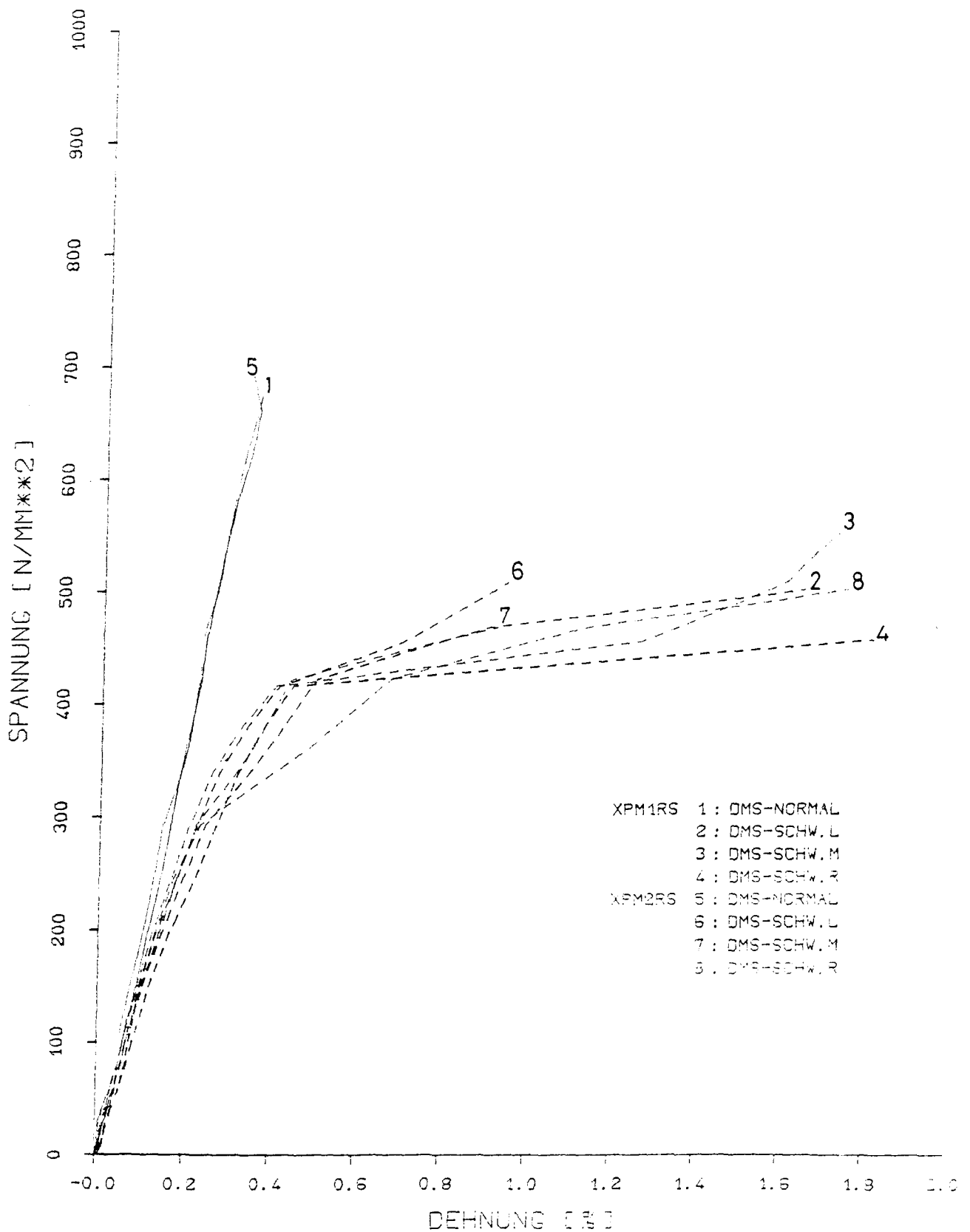


Bild 41:  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramme der Baustahlscheiben X8Ni9 mit Schweißnaht bei +20 °C und hoher Belastungsgeschwindigkeit

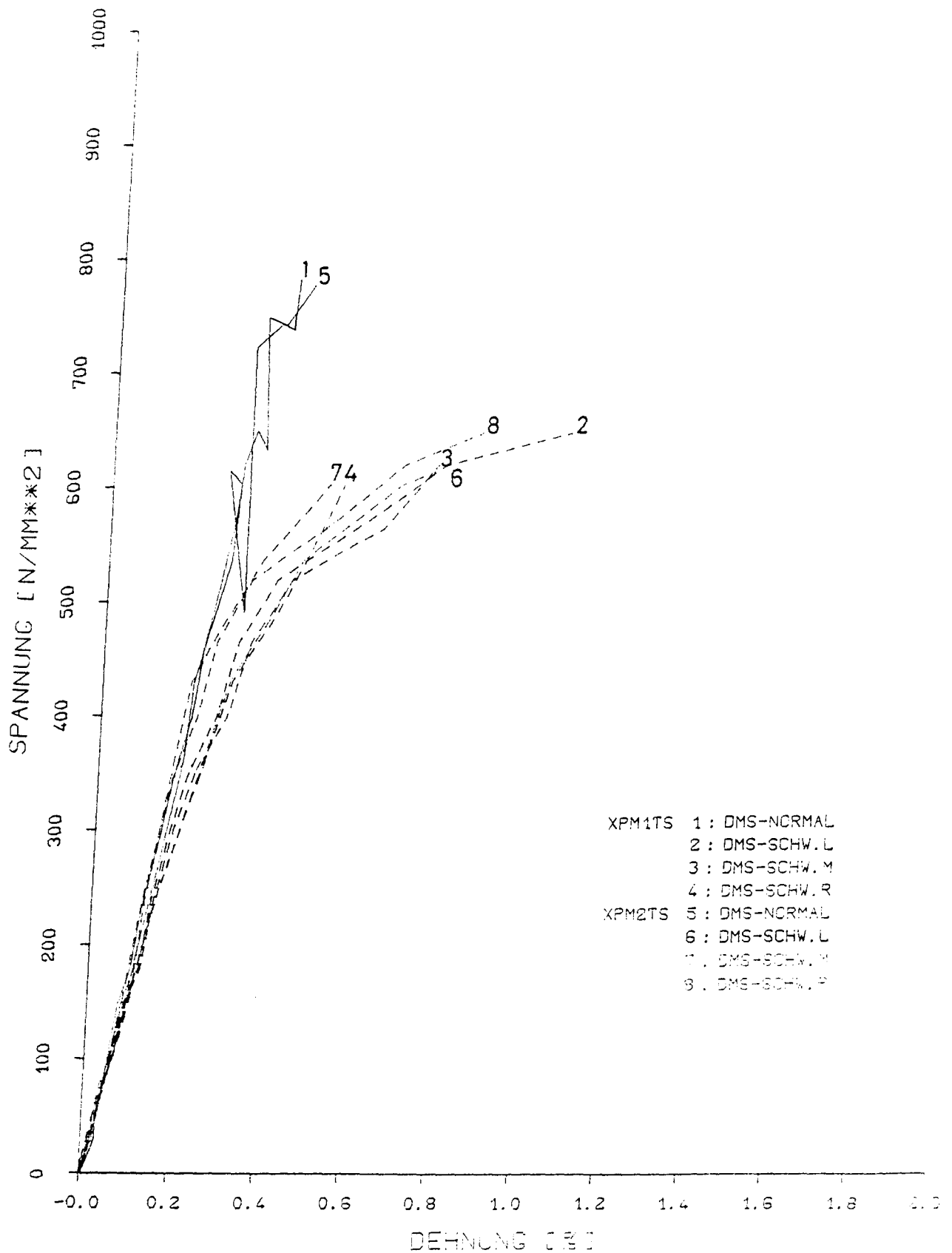


Bild 42:  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramme der Baustahlscheiben X8Ni9 mit Schweißnaht bei  $-165\text{ }^{\circ}\text{C}$  und hoher Belastungsgeschwindigkeit



Bild 43: Baustahlscheiben X8Ni9 mit Schweißnaht nach dem Zugversuch  
in Abhängigkeit von Temperatur und Belastungsgeschwindigkeit





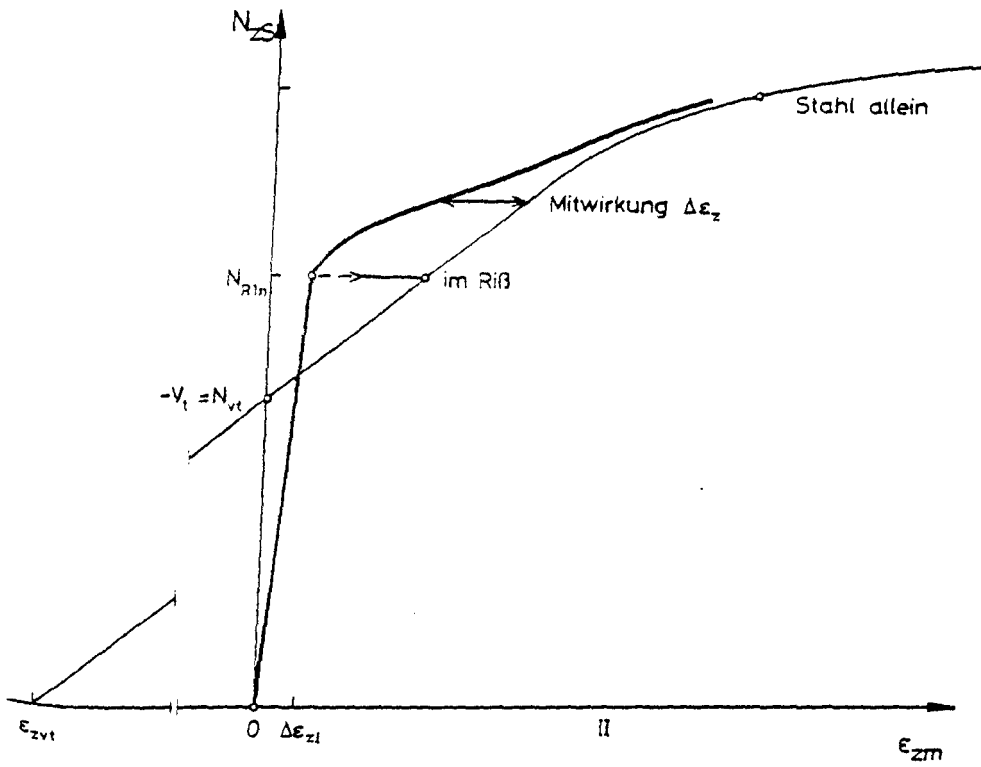


Bild 46: Prinzipieller Zusammenhang zwischen mittlerer Dehnung und Zugkraft bei einer mittig vorgespannten Spannbetonscheibe



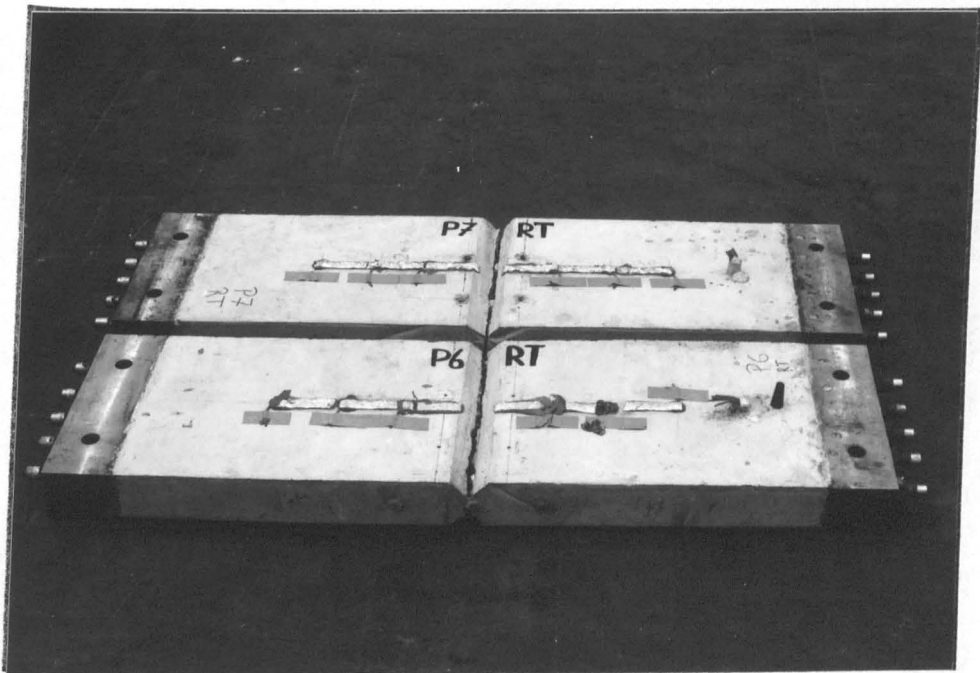
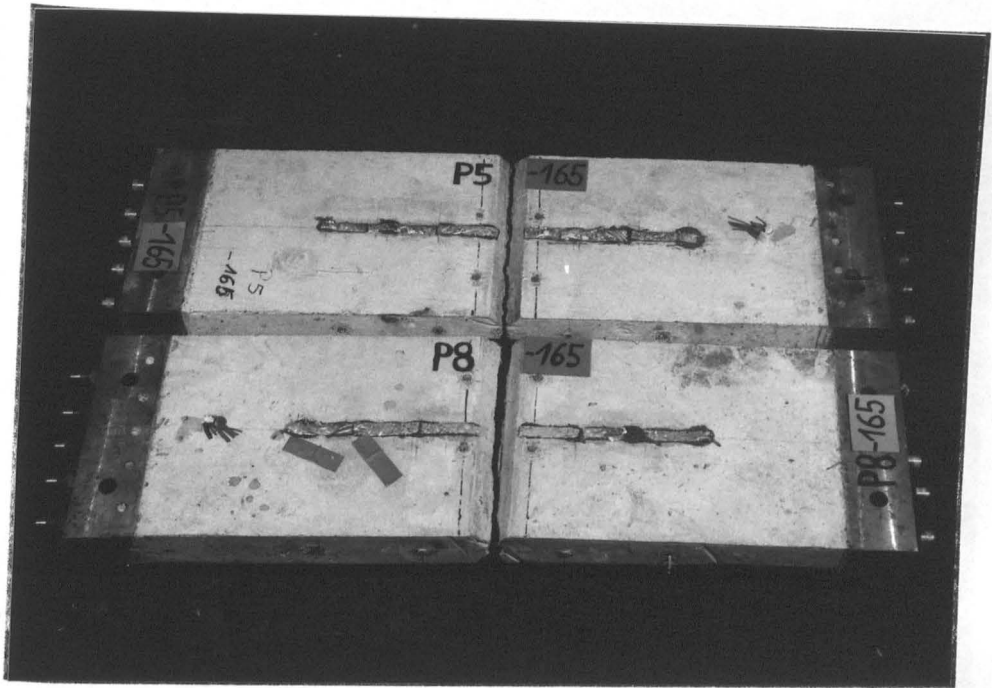


Bild 47: Spannbetonscheiben nach dem Zugversuch  
(schnelle Belastung, RT und TT)



Bild 48: Rißöffnung im Sollriß und feiner Riß  
unter Lasteinleitungsplatte

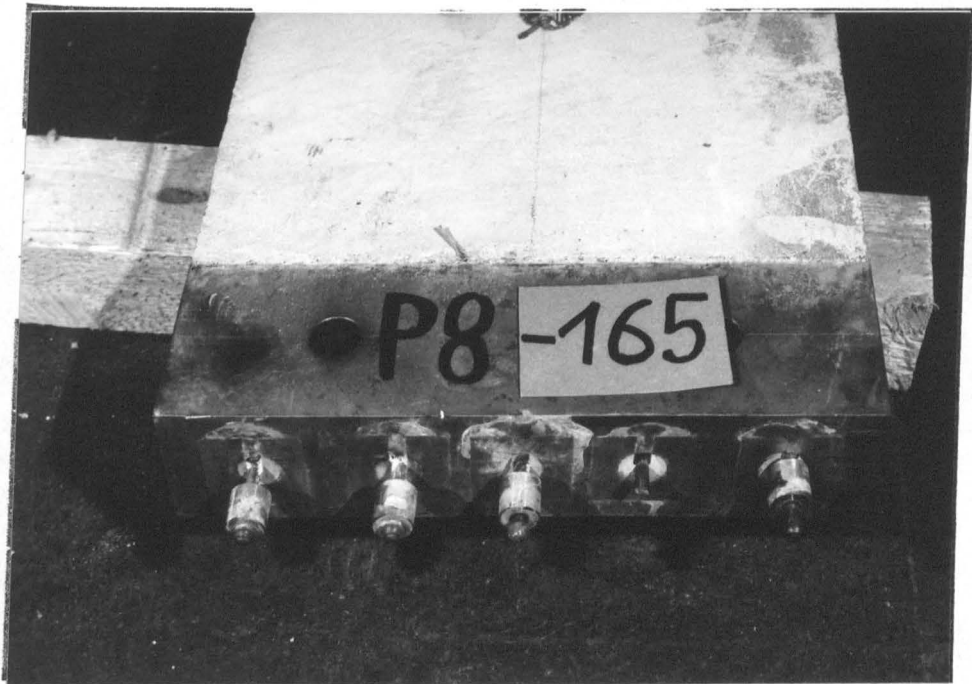
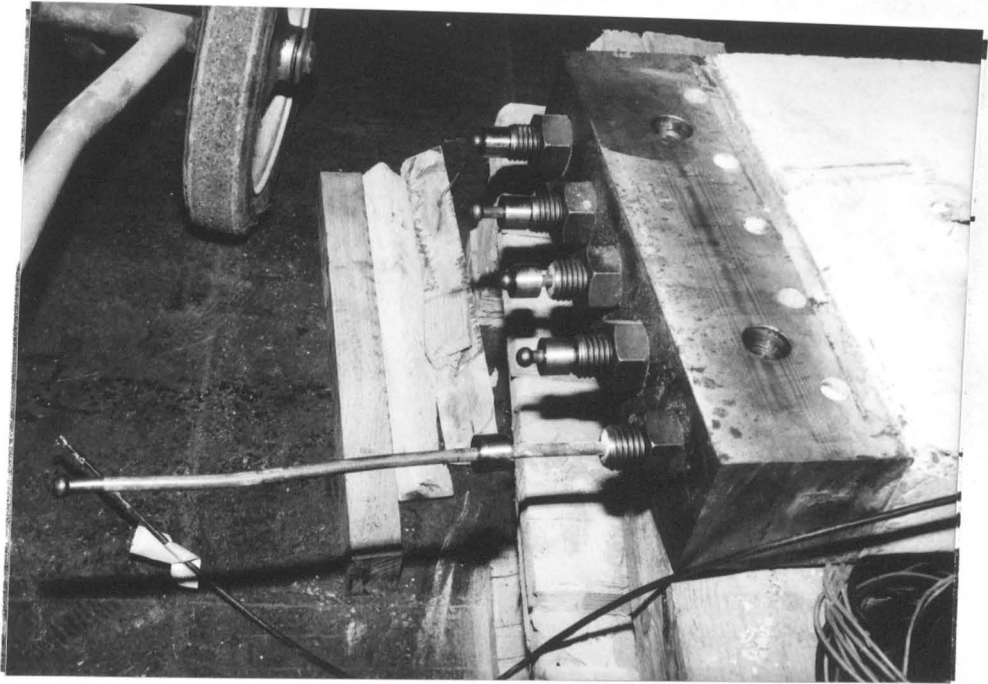


Bild 49: Spanndrahtbrüche bei Scheiben 1 RL und 2 TS

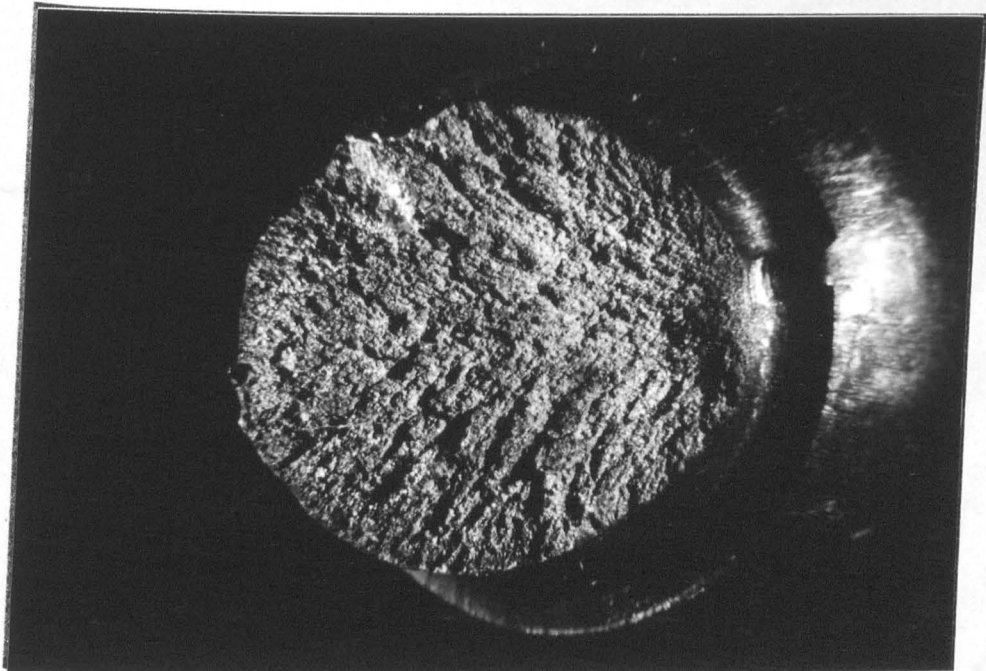
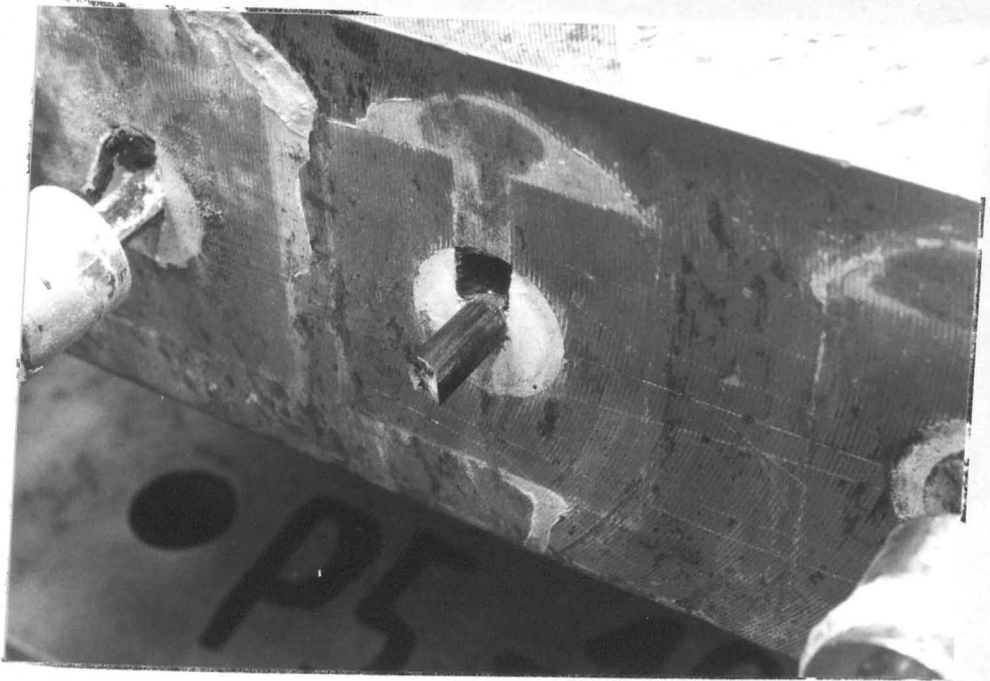


Bild 50: Bruchfläche des Spanndrahtes der Scheibe 2 TS

SPLIRL 1: MITTLERE DEHNUNG V20  
 2: STAHL-DMS IM KISS  
 3: STAHL-DMS 50MM V.R.  
 4: STAHL-DMS 150MM V.R.  
 5: STAHL-DMS 250MM V.R.

Lage der Meßstellen siehe Bild 34

ZUGKRAFT IN KN

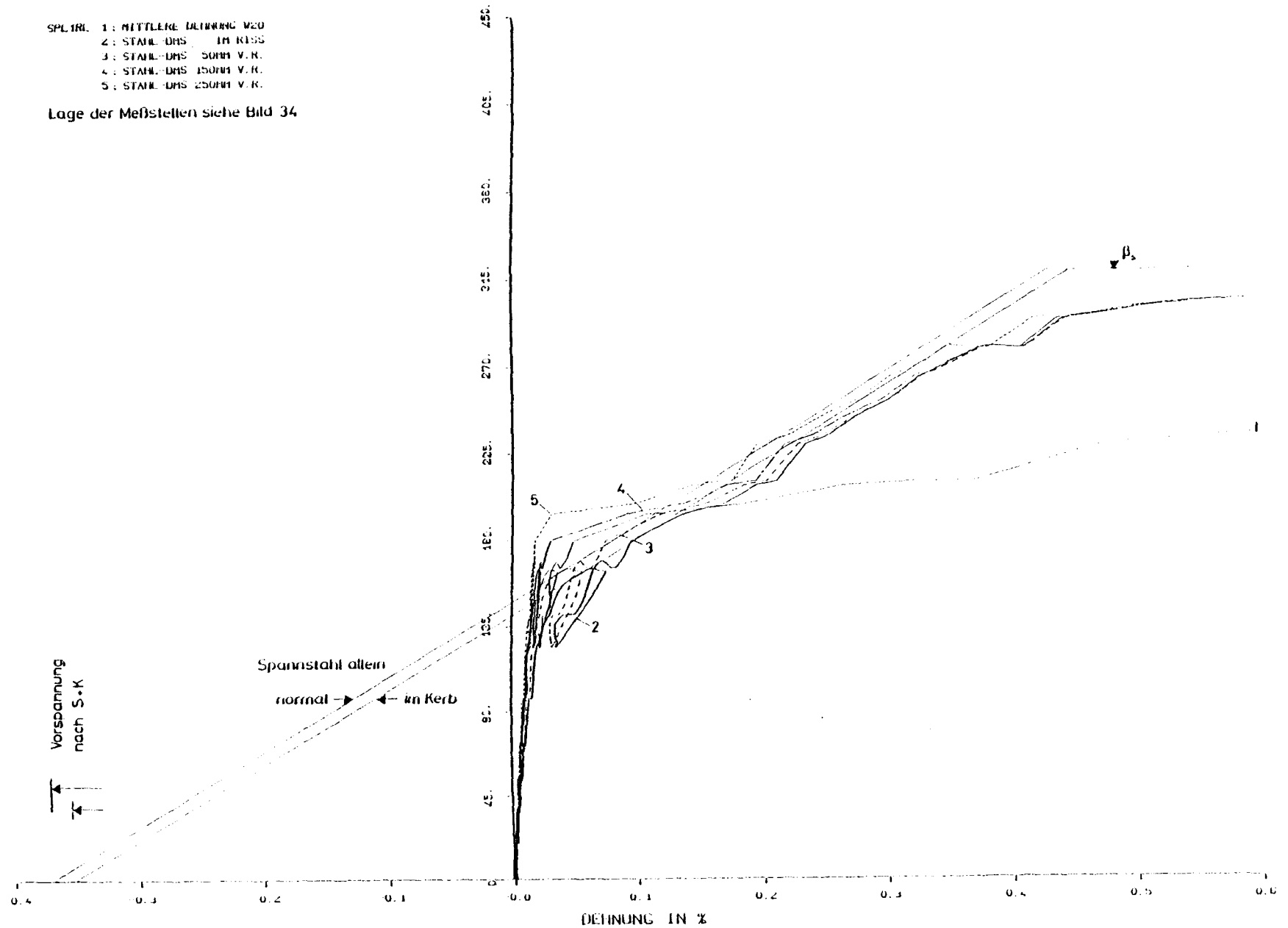


Bild 51: N- $\epsilon$ -Linien der Scheibe 1RL für  
 $\vartheta = +20^{\circ}\text{C}$  und  $\epsilon_m = 1,9 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$

- SPL.2RL 1: MITTLERE DEHNUNG V20  
 2: STAHL-DMS IM RISS  
 3: STAHL-DMS 50MM V.R.  
 4: STAHL-DMS 150MM V.R.  
 5: STAHL-DMS 250MM V.R.

Lage der Meßstellen siehe Bild 34

ZUGKRAFT IN KN

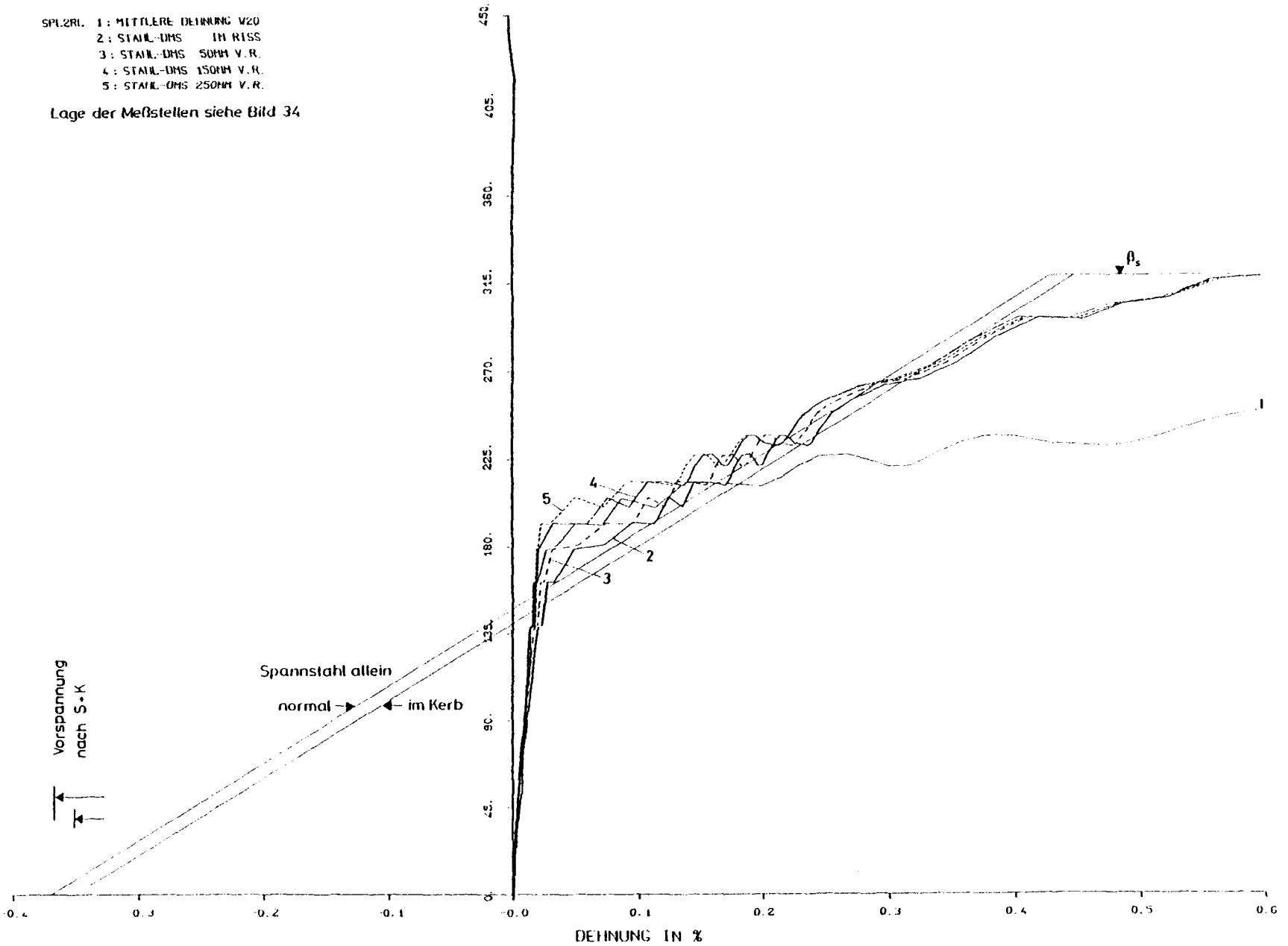


Bild 52: N- $\epsilon$ -Linien der Scheibe 2RL für  
 $\vartheta = +20^\circ\text{C}$  und  $\epsilon_m = 4,5 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$

SPL 1RS 1: MITTLERE DEHNUNG V20  
 2: STAHL-DHS 50MM V.R.  
 3: STAHL-DHS 150MM V.R.  
 4: STAHL-DHS 250MM V.R.

Lage der Meßstellen siehe Bild 34

ZUGKRAFT IN KN

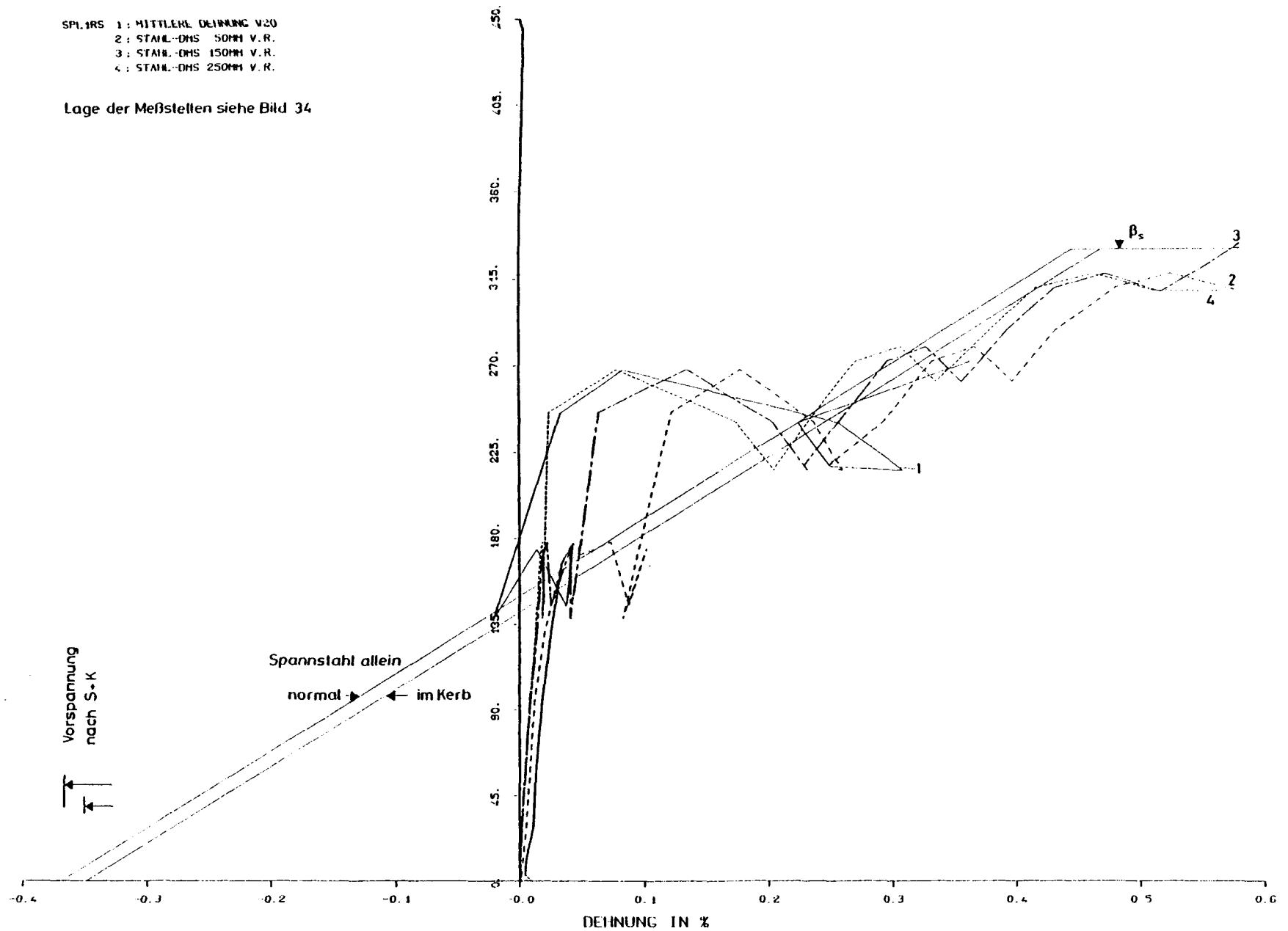


Bild 53: N- $\epsilon$ -Linien der Scheibe 1RS für  
 $\vartheta = +20^\circ\text{C}$  und  $\epsilon_m = 1,5 \text{ s}^{-1}$

SPL2RS 1: MITTLERE DEHNUNG V20  
 2: STAHL-DHS IN RISS  
 3: STAHL-DHS 50MM V.R.  
 4: STAHL-DHS 150MM V.R.  
 5: STAHL-DHS 250MM V.R.

Lage der Meßstellen siehe Bild 34

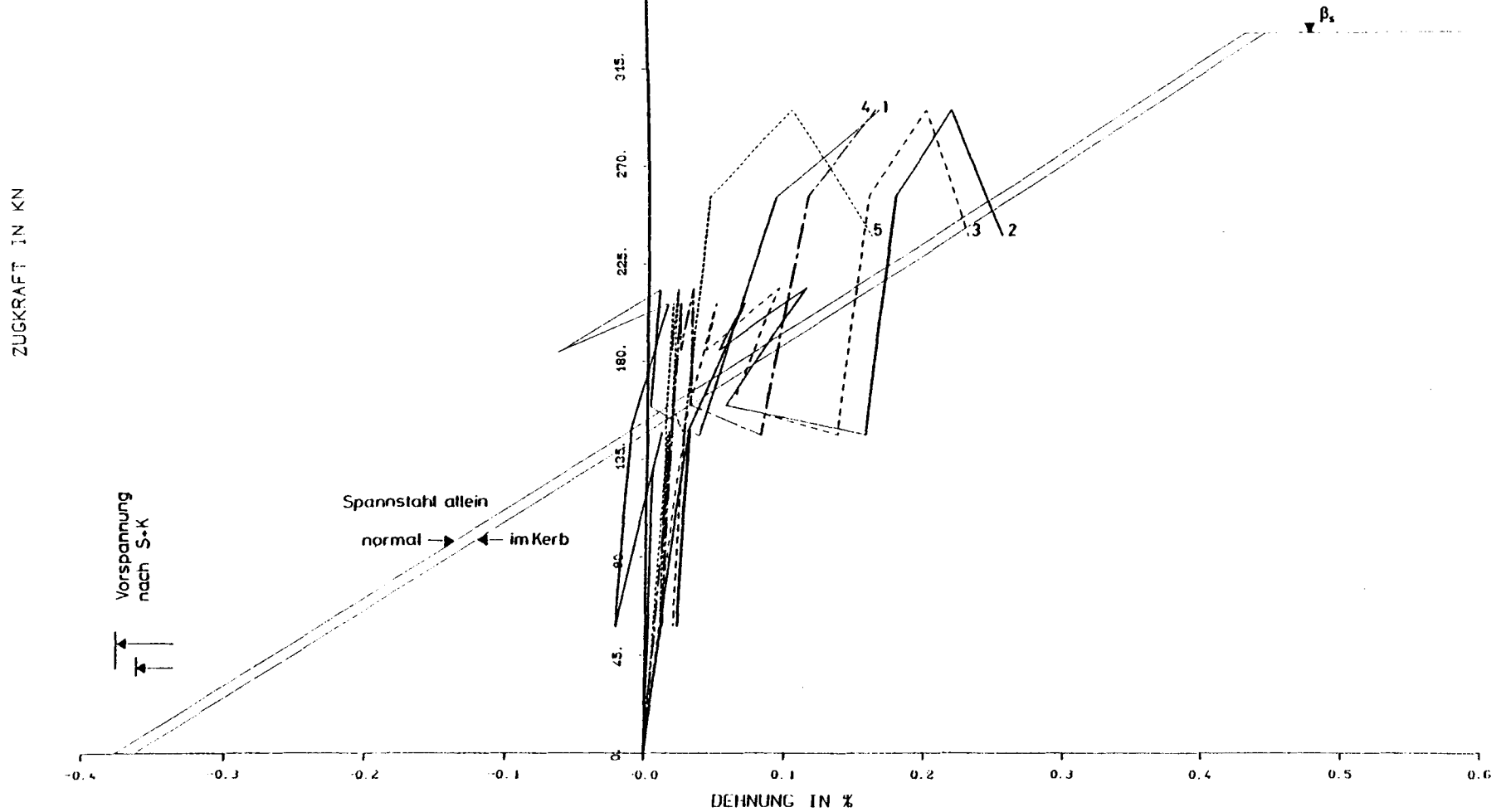


Bild 54: N- $\epsilon$ -Linien der Scheibe 2RS für  
 $\vartheta = +20^\circ\text{C}$  und  $\epsilon_m = 1,0 \text{ s}^{-1}$



SPLITL 1: MITTLERE DEHNUNG  $\epsilon_{20}$   
 2: STAHL-DMS IM RISS  
 3: STAHL-DMS 50MM V.R.  
 4: STAHL-DMS 150MM V.R.  
 5: STAHL-DMS 250MM V.R.

Lage der Meßstellen siehe Bild 34

ZUGKRAFT IN KN

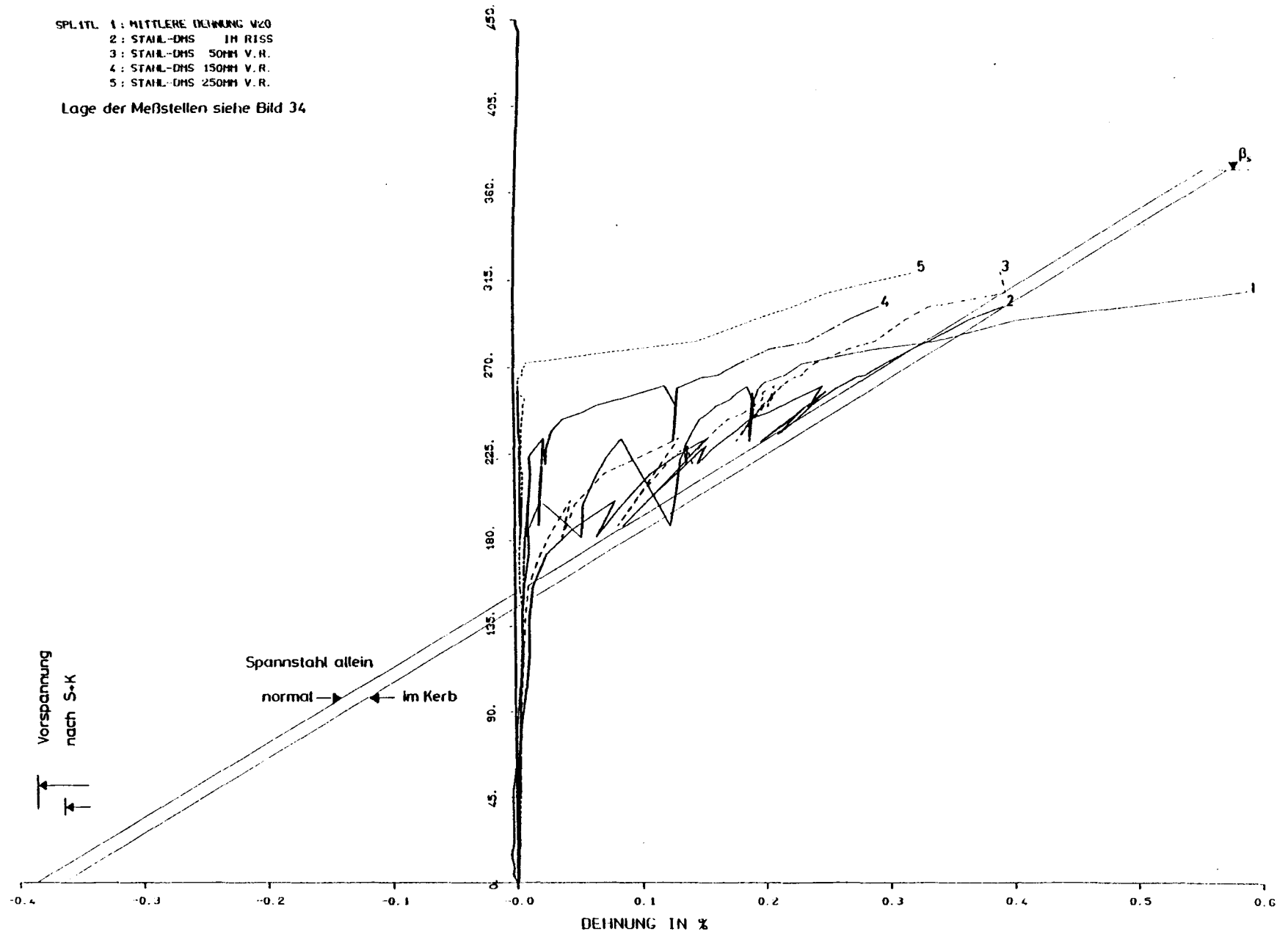


Bild 55: N- $\epsilon$ -Linien der Scheibe 1TL für  
 $\vartheta = -165^\circ\text{C}$  und  $\epsilon_m = 3,6 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$

SPL2TL 1: MITTLERE DEHNUNG VS  
 2: STAHL-DMS IM RISS  
 3: STAHL-DMS 50MM V.R.  
 4: STAHL-DMS 150MM V.R.  
 5: STAHL-DMS 250MM V.R.

Lage der Meßstellen siehe Bild 34

ZUGKRAFT IN KN

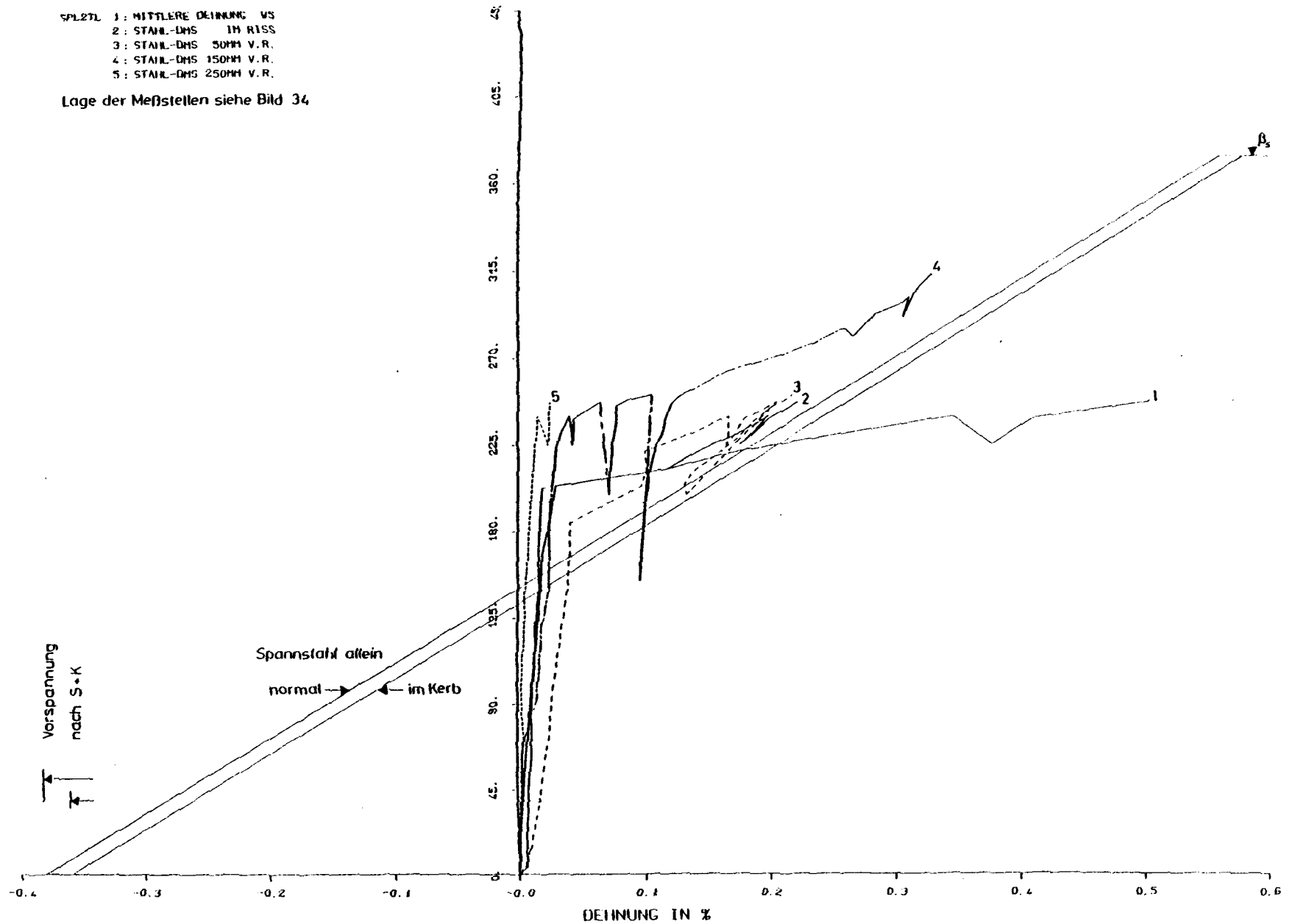


Bild 56: N- $\epsilon$ -Linien der Scheibe 2TL für  
 $\vartheta = -165^\circ\text{C}$  und  $\epsilon_m = 3,5 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$

SPLITS 1: MITTLERE DEHNUNG VS  
2: STÄHL. UMS 250MM V.R.

Lage der Meßstellen siehe Bild 34

ZUGKRAFT IN KN

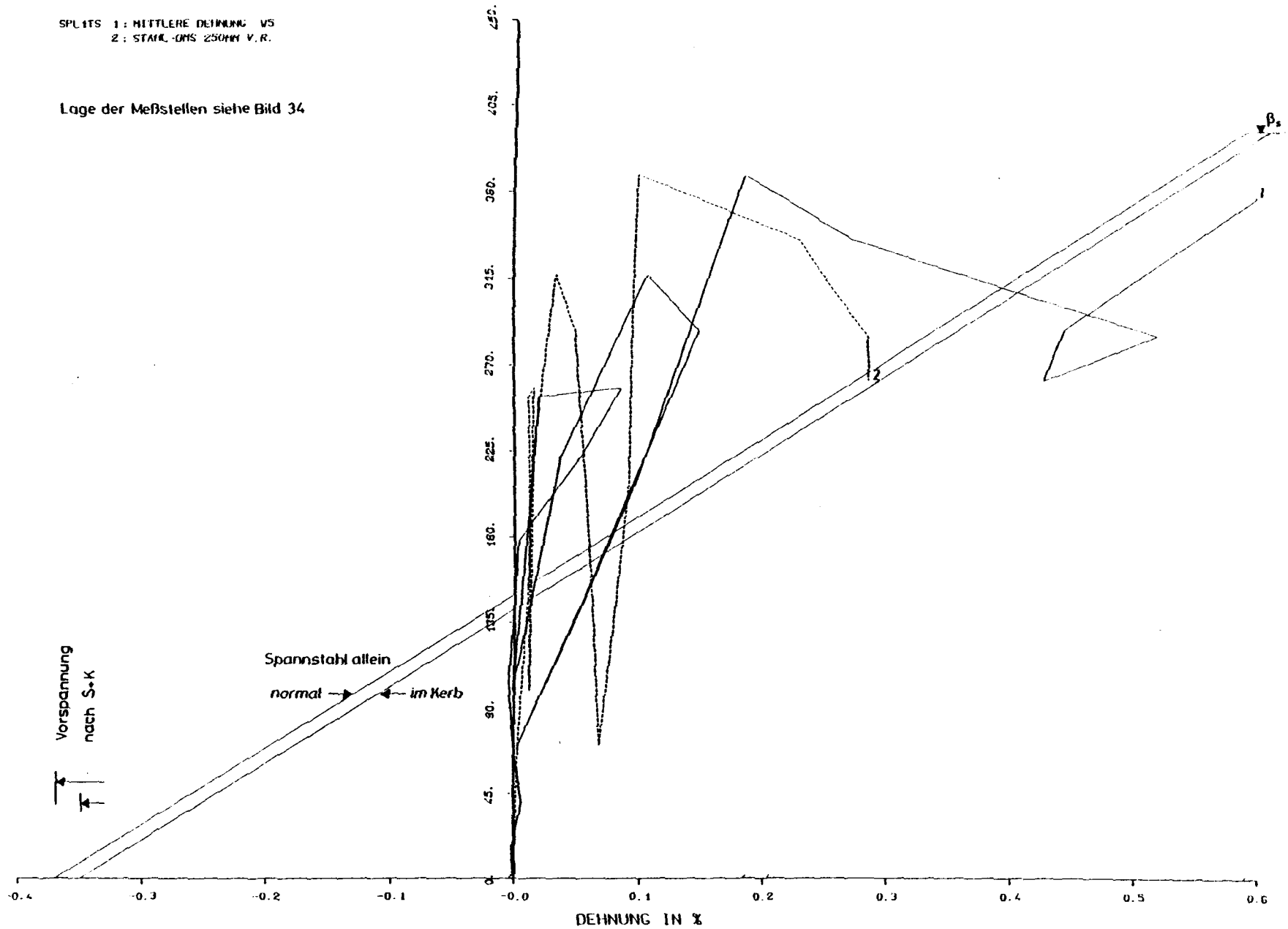


Bild 57: N-ε-Linien der Scheibe ITS für  
 $\vartheta = -165^{\circ}\text{C}$  und  $\epsilon_m = 1,0 \text{ s}^{-1}$

SPL2TS 1: MITTLERE DEHNUNG V20  
 2: STAHL-DMS 1H RISS  
 3: STAHL-DMS 50MM V.R.  
 4: STAHL-DMS 150MM V.R.  
 5: STAHL-DMS 250MM V.R.

Lage der Meßstellen siehe Bild 34

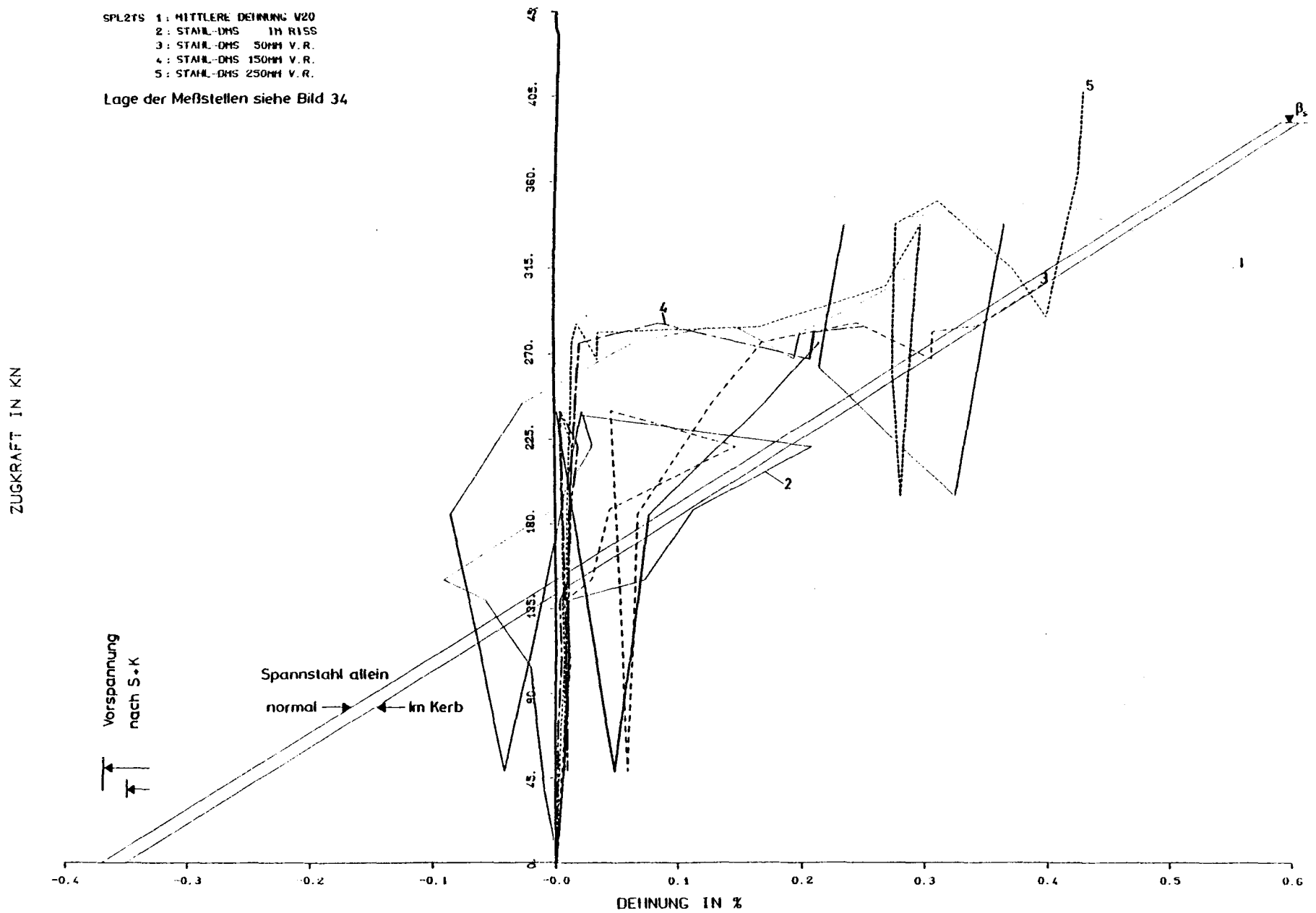


Bild 58: N- $\epsilon$ -Linien der Scheibe 2TS für  
 $\vartheta = -165^{\circ}\text{C}$  und  $\epsilon_m = 1,6 \text{ s}^{-1}$

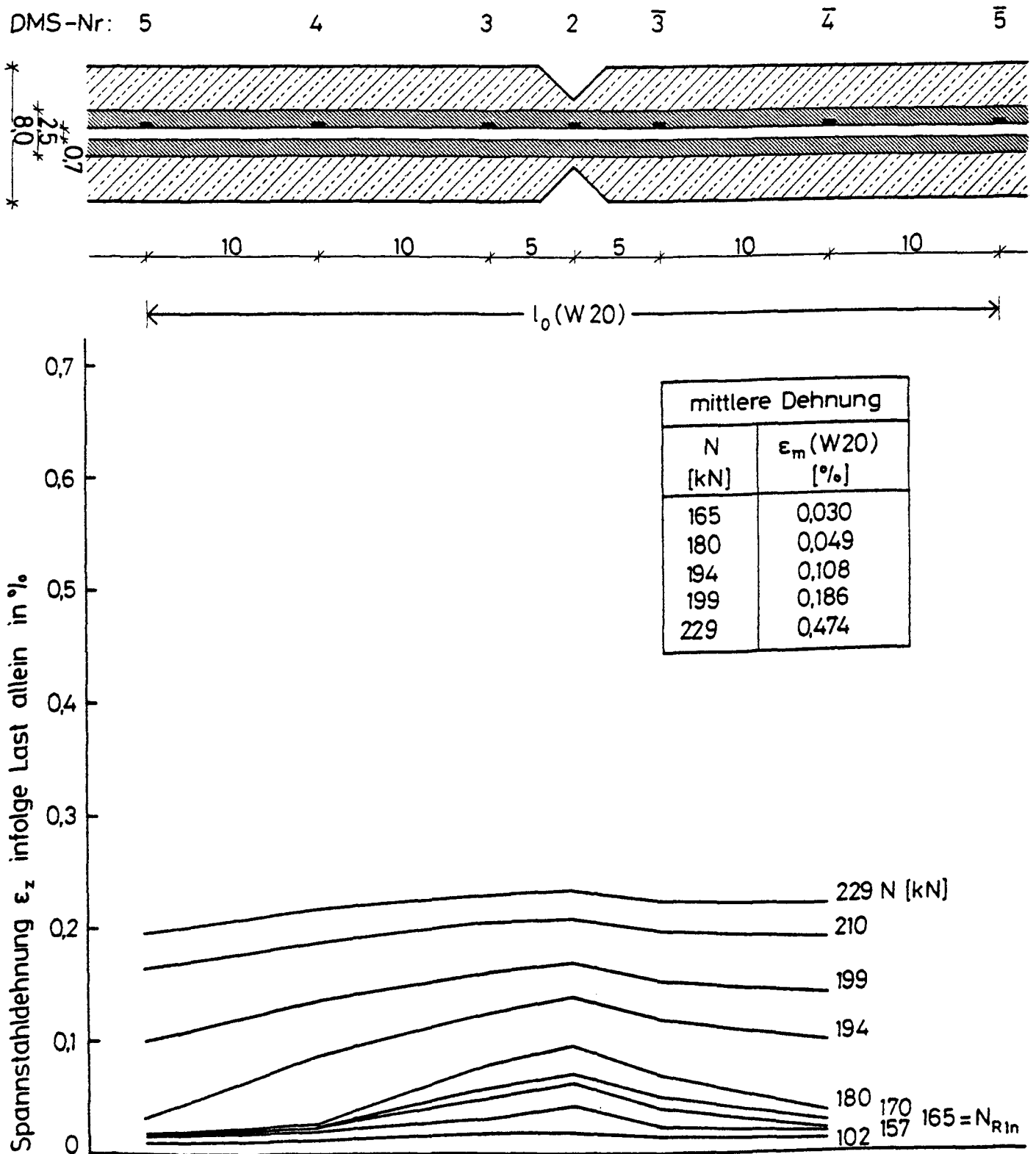


Bild 59: Spannstahldehnung der Scheibe 1RL in Abhängigkeit von der Zugkraft für  $\vartheta = +20^\circ\text{C}$  und  $\epsilon_m = 1,9 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$

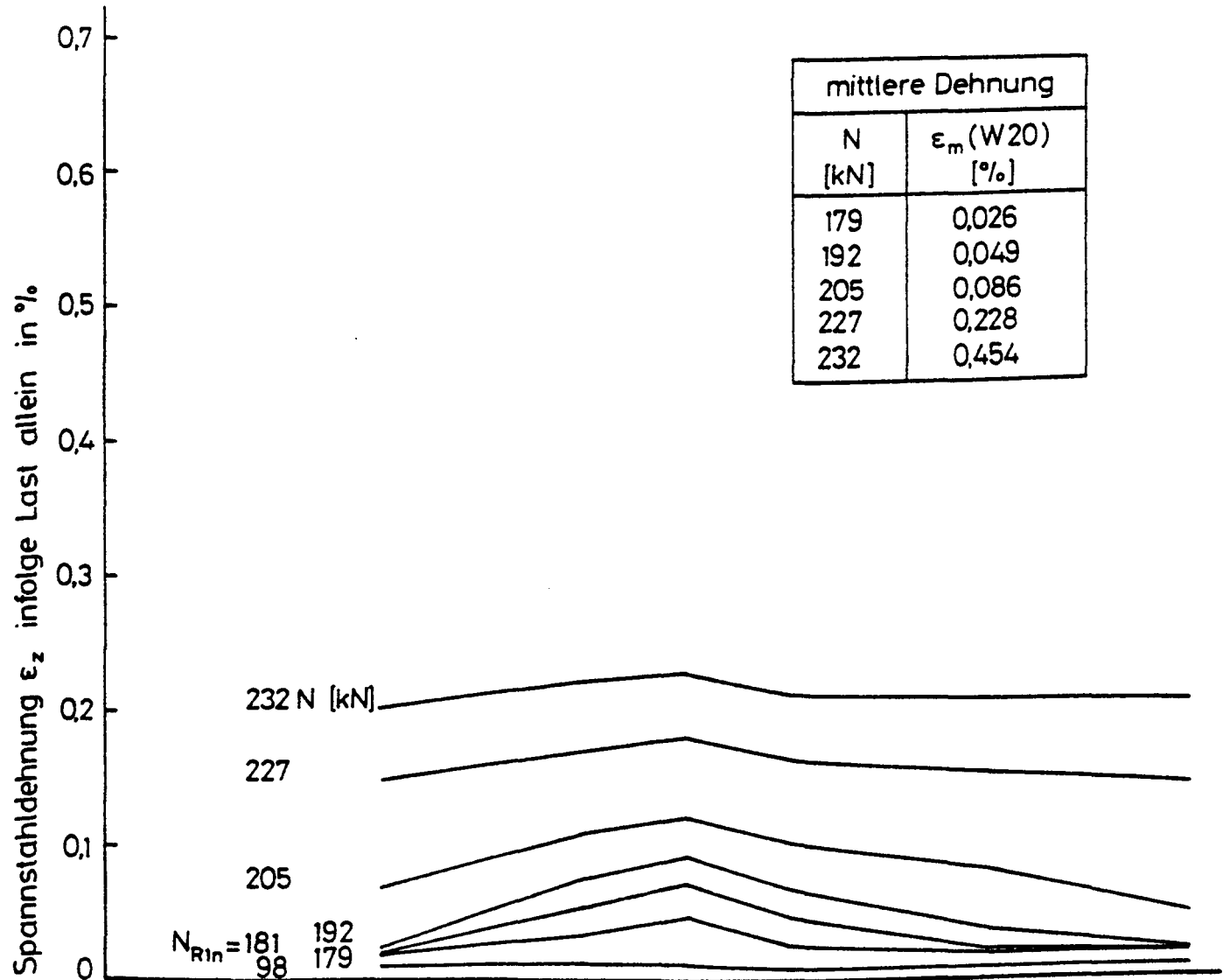
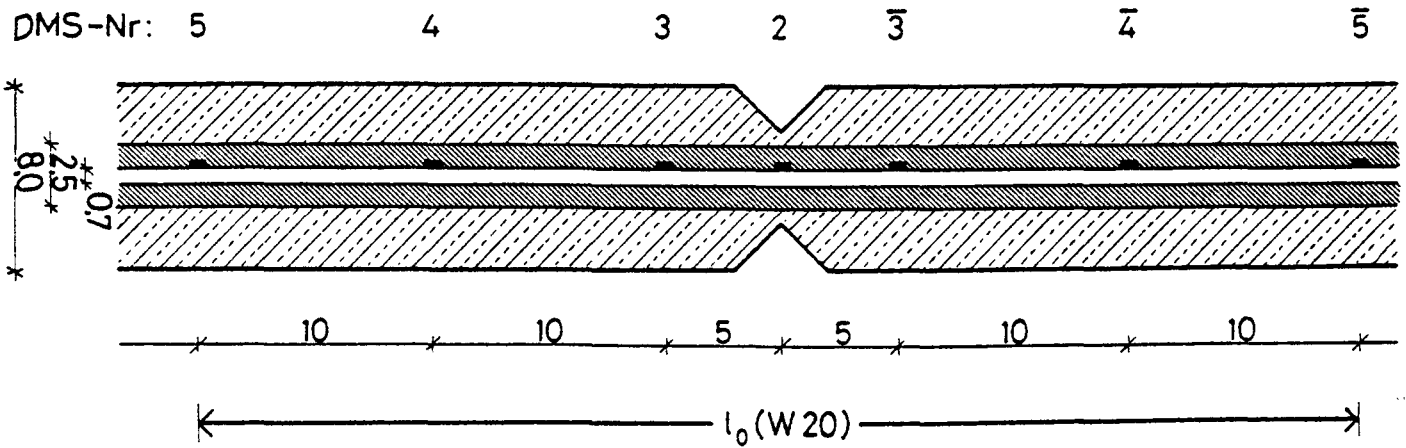


Bild 60: Spannstahldehnung der Scheibe 2RL in Abhängigkeit von der Zugkraft für  $\vartheta = +20^\circ\text{C}$  und  $\epsilon_m = 4,5 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$

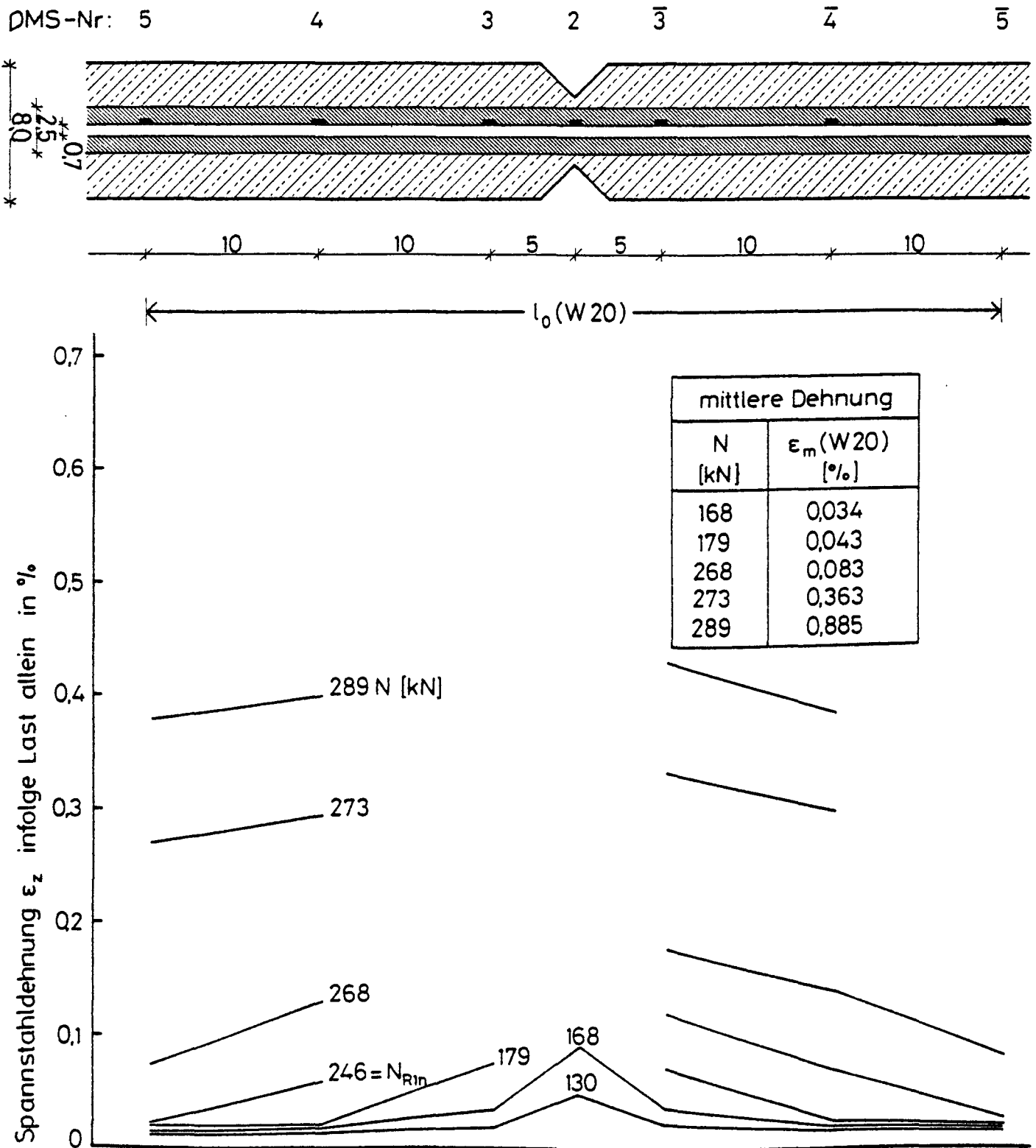


Bild 61: Spannstahldehnung der Scheibe 1RS in Abhängigkeit von der Zugkraft für  $\vartheta = +20^\circ\text{C}$  und  $\epsilon_m = 1,5 \text{ s}^{-1}$

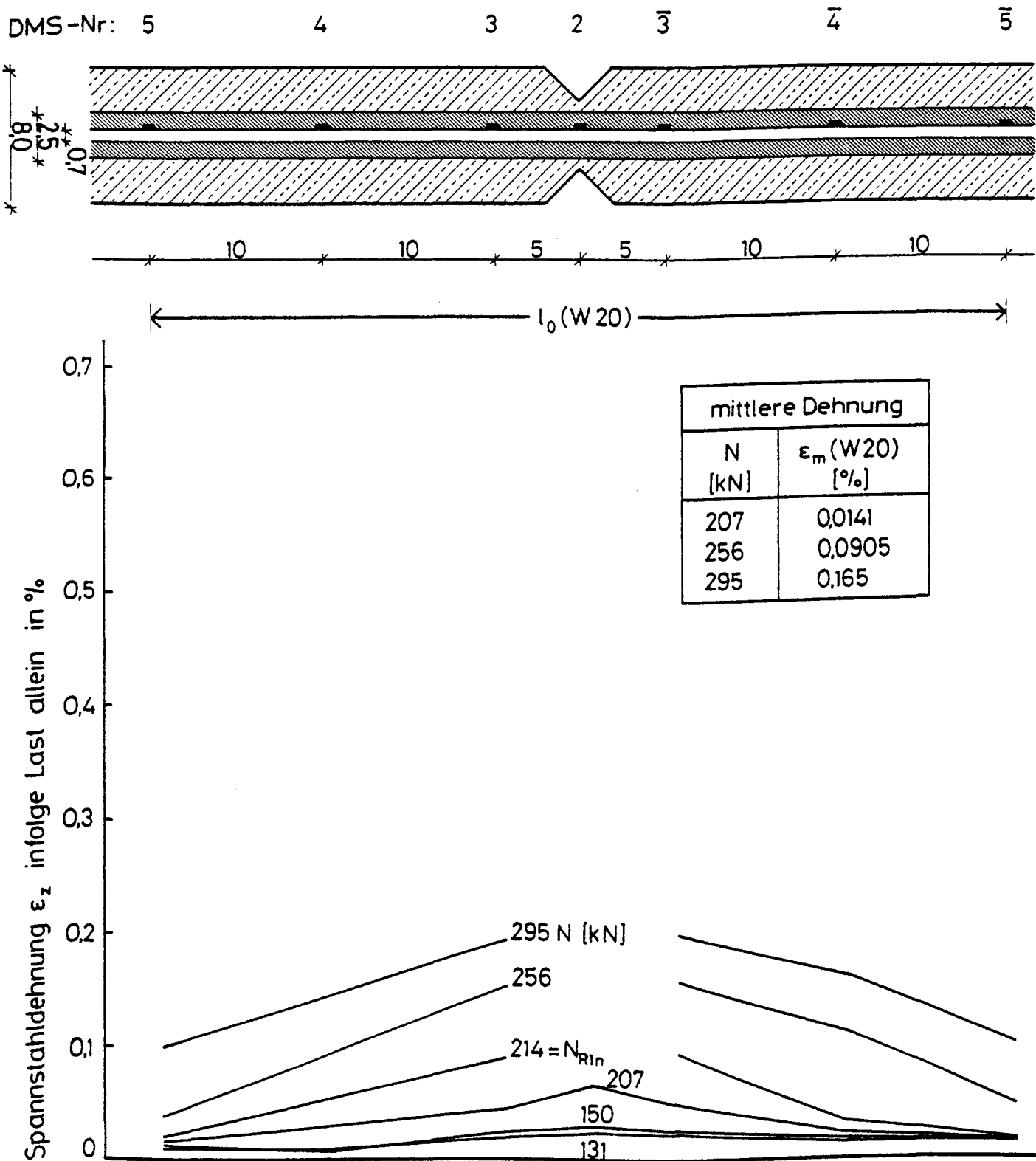


Bild 62: Spannstahldehnung der Scheibe 2RS in Abhängigkeit von der Zugkraft für  $\vartheta = +20^\circ\text{C}$  und  $\varepsilon_m = 1,0 \text{ s}^{-1}$



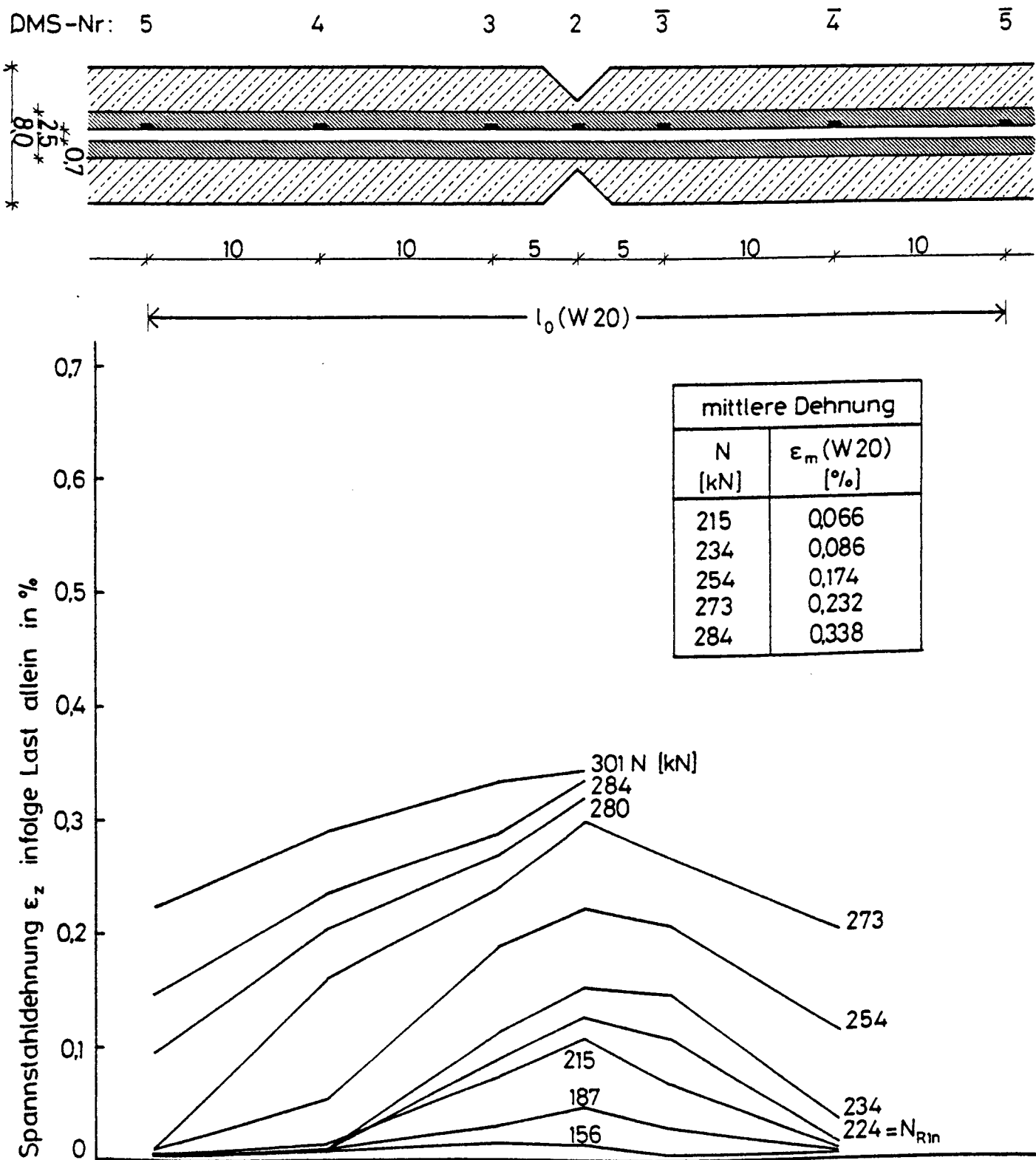


Bild 63: Spannstahldehnung der Scheibe 1TL in Abhängigkeit von der Zugkraft für  $\vartheta = -165^\circ\text{C}$  und  $\epsilon_m = 3,6 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$

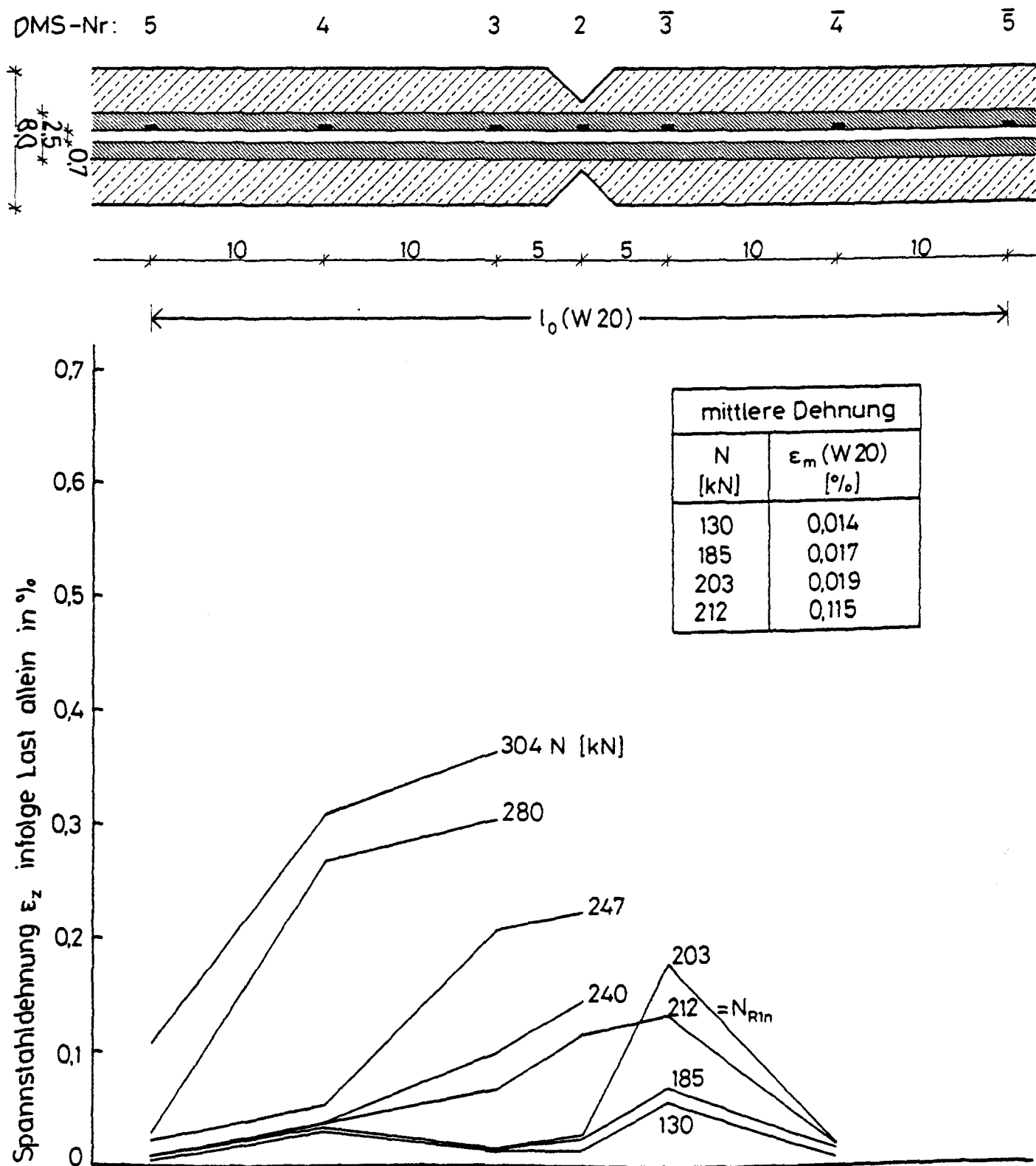


Bild 64: Spannstahldehnung der Scheibe 2TL in Abhängigkeit von der Zugkraft für  $\vartheta = -165^\circ\text{C}$  und  $\epsilon_m = 3,5 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$

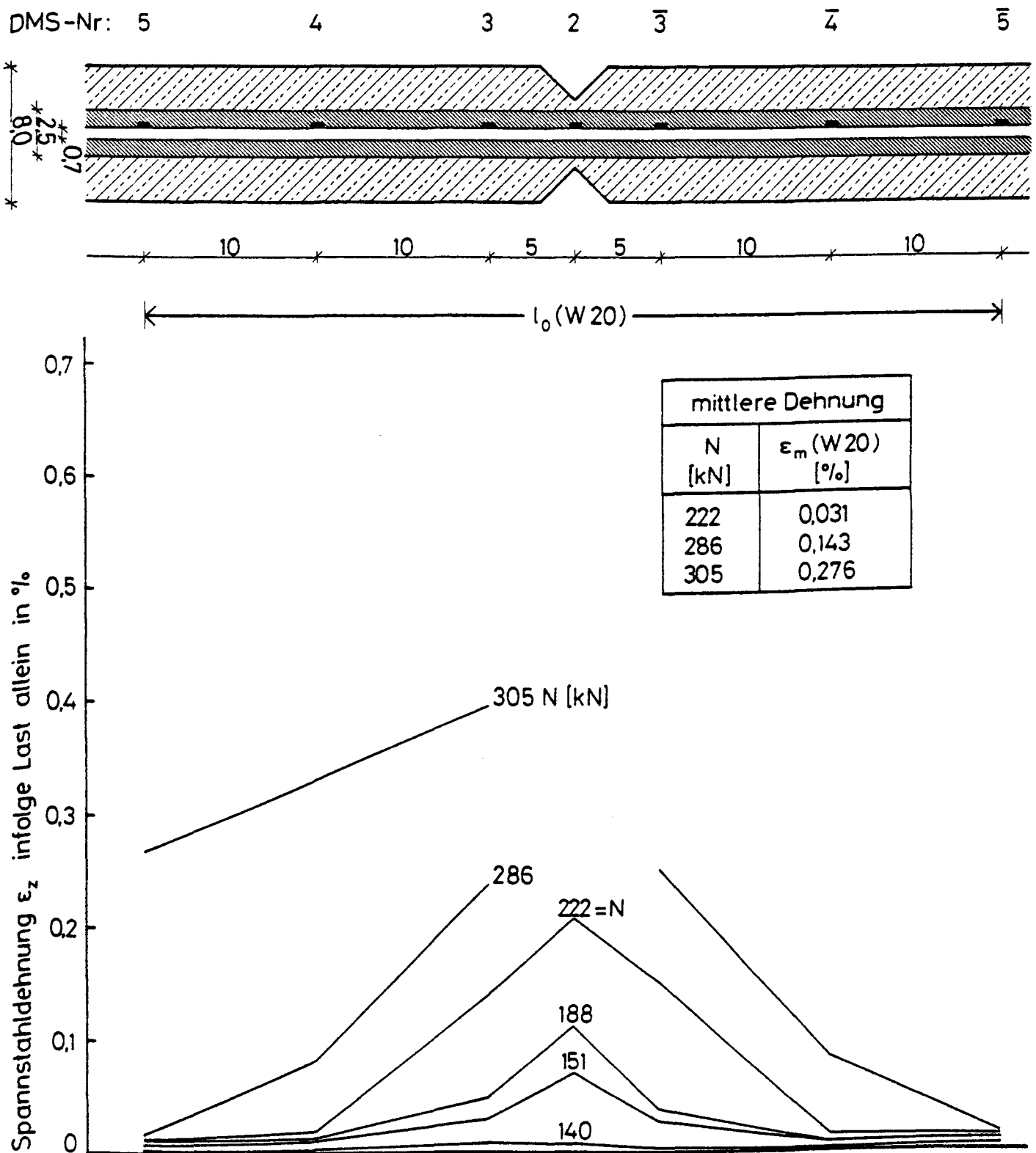


Bild 65: Spannstahldehnung der Scheibe 2TS in Abhängigkeit von der Zugkraft für  $\vartheta = -165^\circ\text{C}$  und  $\epsilon_m = 1,6 \text{ s}^{-1}$

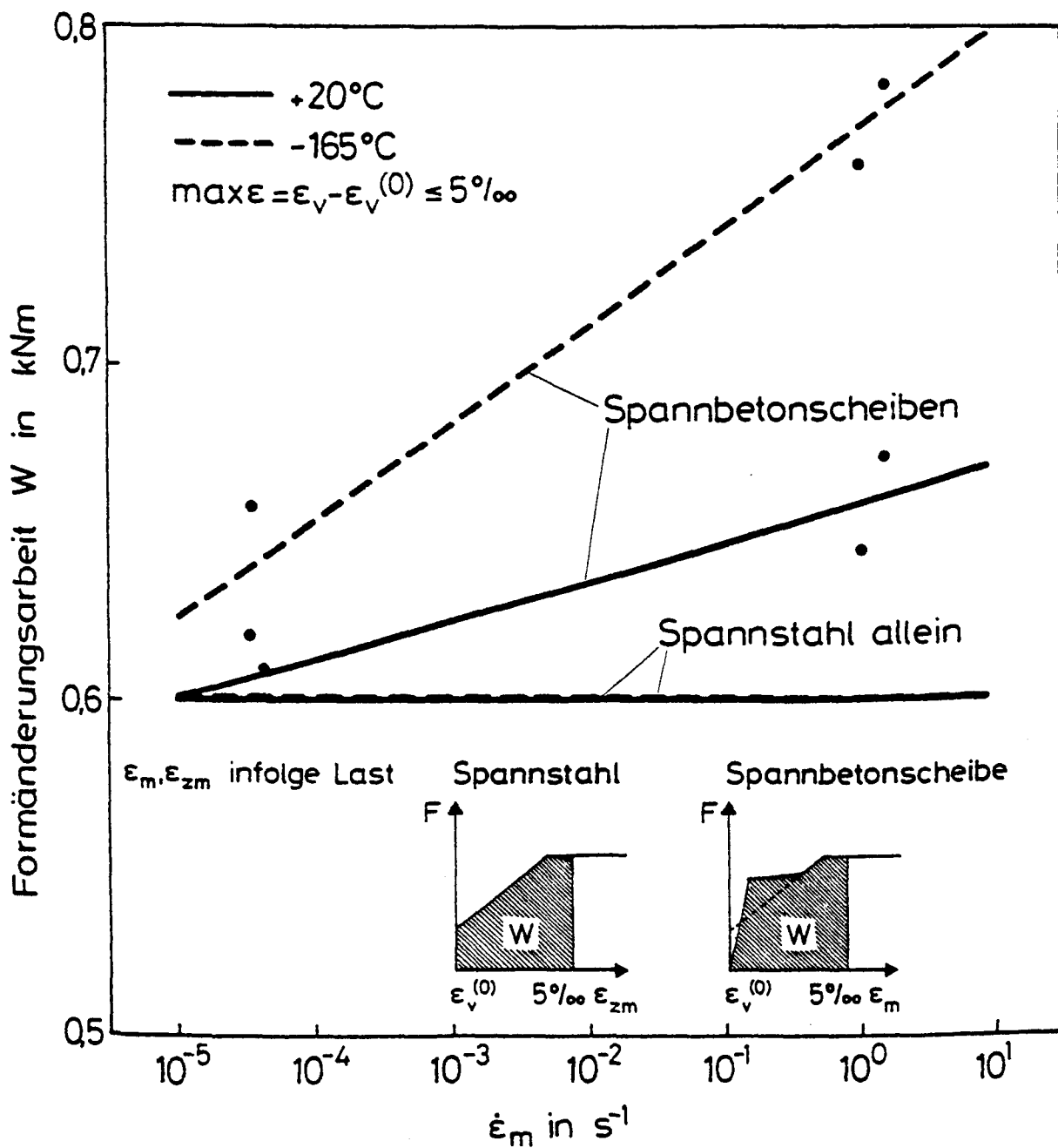


Bild 66: Formänderungsarbeit von Spannstahl und Spannbetonscheiben in Abhängigkeit von Temperatur und Dehngeschwindigkeit

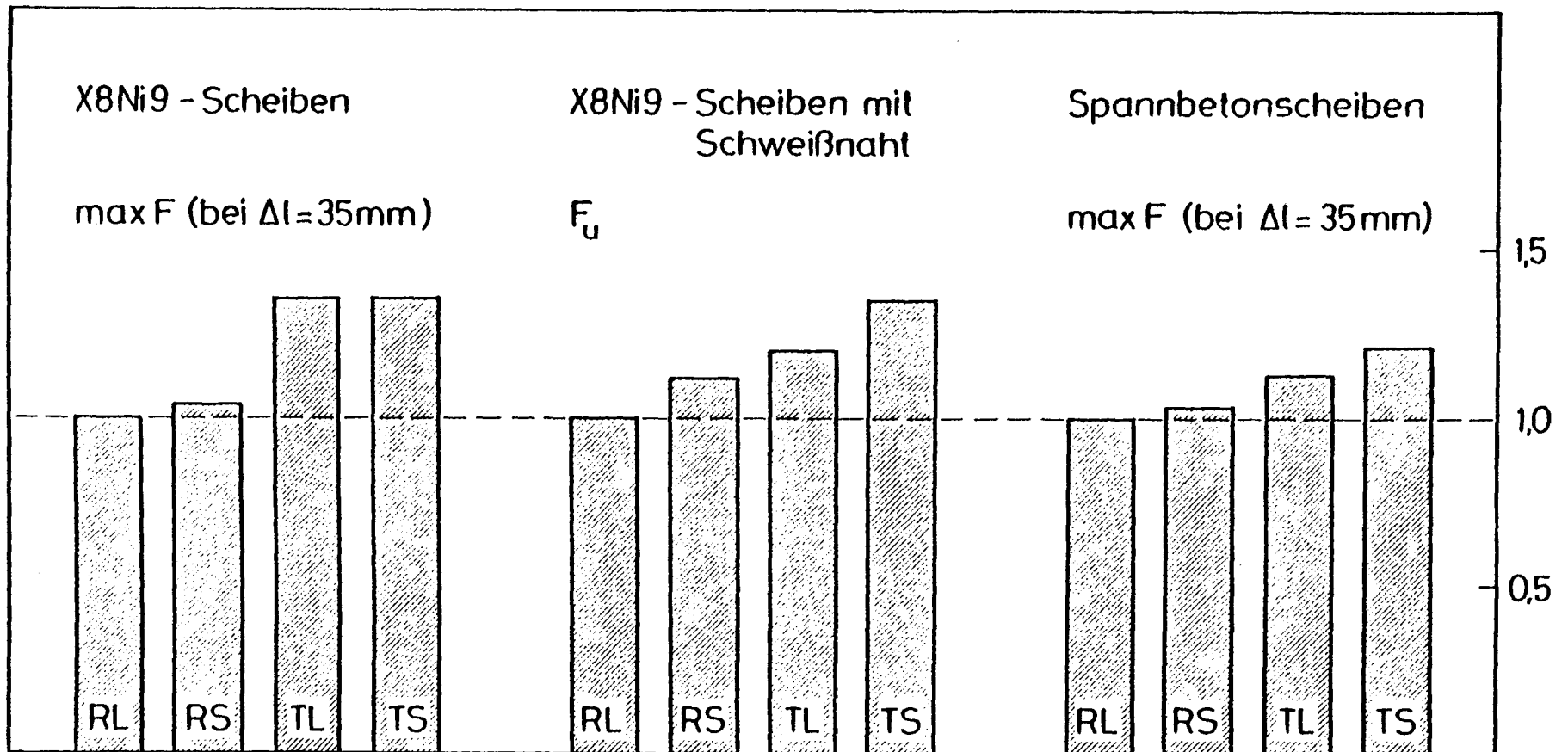


Bild 67: Bezogene Veränderung in der im Versuch erreichten Maximalbeanspruchung abhängig von Temperatur und Dehngeschwindigkeit

## Anlagen

Anlage 1: Versuchsprotokolle der Zugversuche an

Baustahl X8Ni9

$\vartheta = +20\text{ }^{\circ}\text{C}$  und  $-165\text{ }^{\circ}\text{C}$

$\dot{\epsilon}_m = 4,4 \cdot 10^{-5}\text{ s}^{-1}; 4,7 \cdot 10^{-5}\text{ s}^{-1}; 1,6\text{ s}^{-1}$

Anlage 2: Versuchsprotokolle der Zugversuche an

Spannstahl St 1470/1670

$\vartheta = +20\text{ }^{\circ}\text{C}$  und  $-165\text{ }^{\circ}\text{C}$

$\dot{\epsilon}_m = 2,7 \cdot 10^{-5}\text{ s}^{-1}; 2,9 \cdot 10^{-5}\text{ s}^{-1}; 0,7\text{ s}^{-1}; 0,8\text{ s}^{-1}$

Anlage 3: Versuchsprotokolle der Druckversuche an

Beton B 45

$\vartheta = +20\text{ }^{\circ}\text{C}$  und  $-165\text{ }^{\circ}\text{C}$

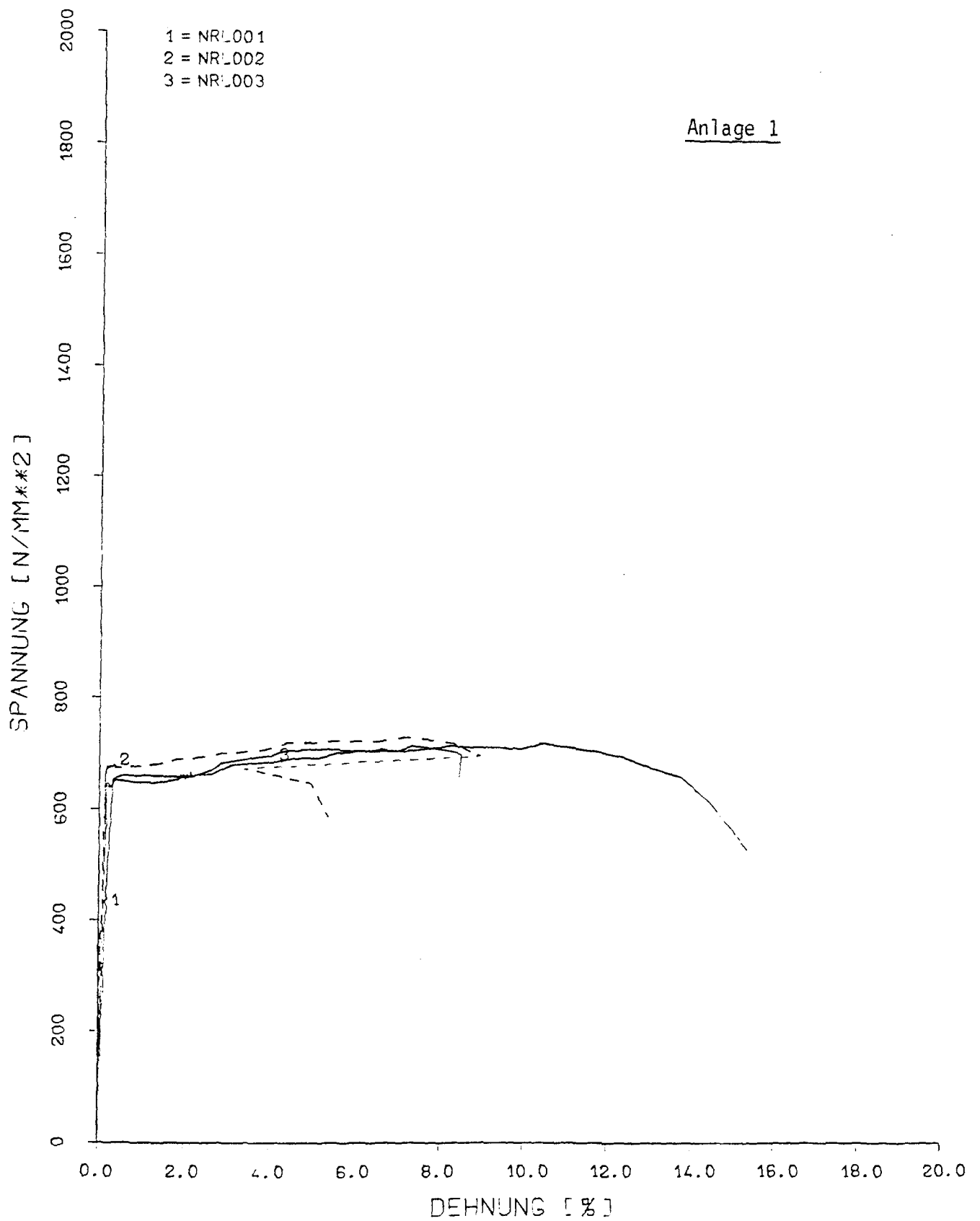
$\dot{\epsilon}_m = 1,4 \cdot 10^{-5}\text{ s}^{-1}; 1,0 \cdot 10^{-5}\text{ s}^{-1}; 0,1\text{ s}^{-1}$

Anlage 4: Versuchsprotokolle der Spaltzugversuche an

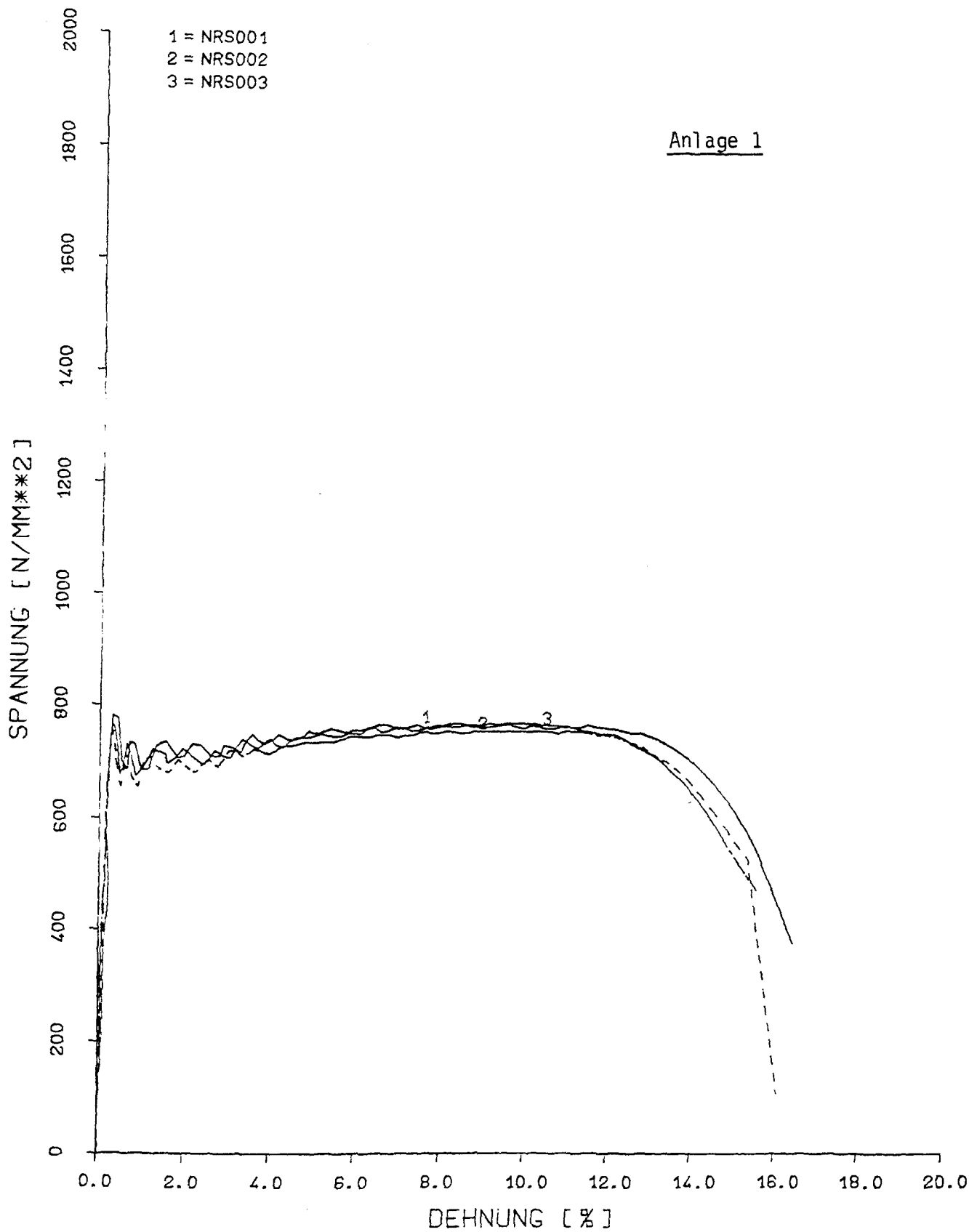
Beton B 45

$\vartheta = +20\text{ }^{\circ}\text{C}$  und  $-165\text{ }^{\circ}\text{C}$

$\dot{\epsilon}_m = 9,2 \cdot 10^{-5}\text{ s}^{-1}; 8,8 \cdot 10^{-5}\text{ s}^{-1}; 1,4\text{ s}^{-1}$

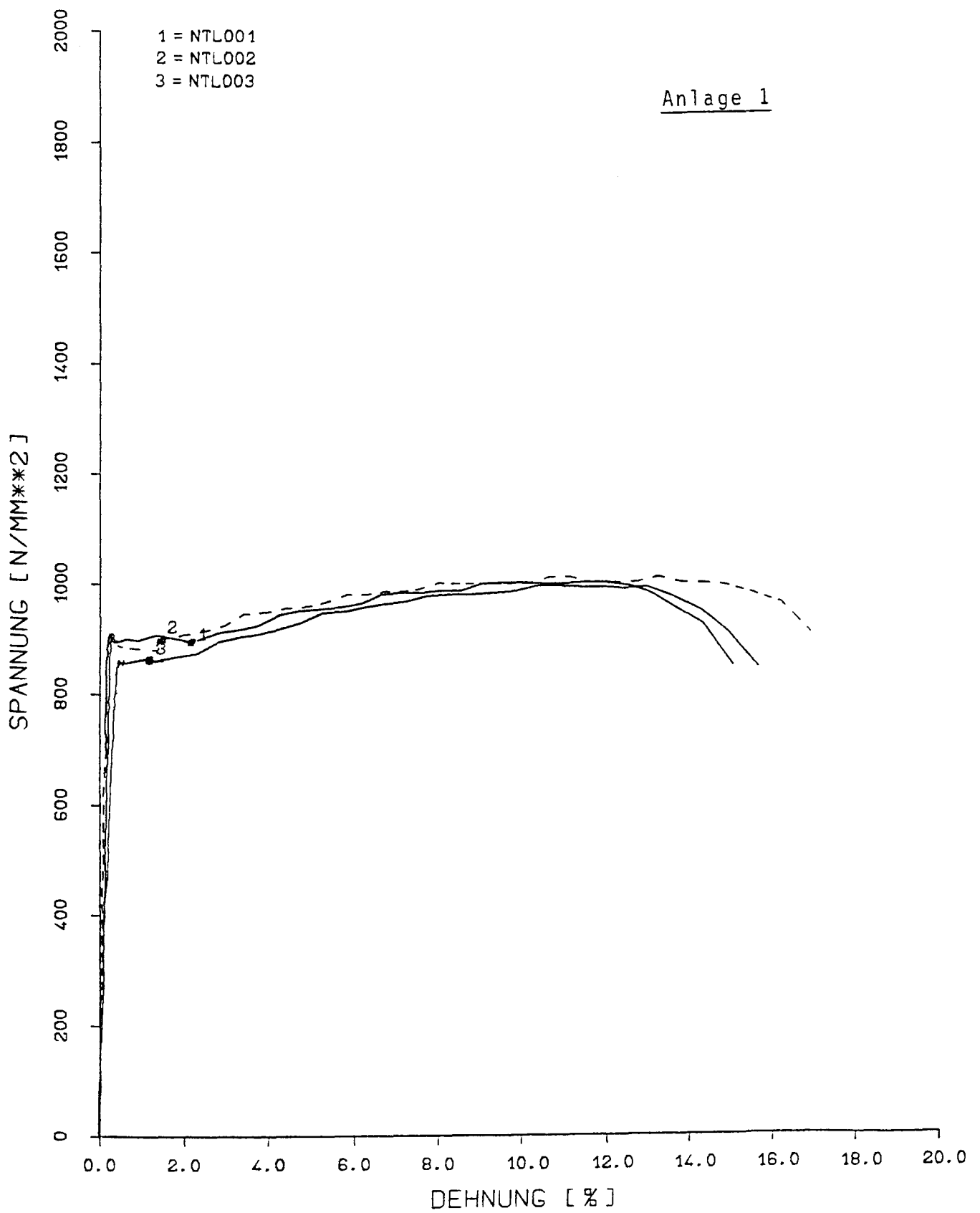


Baustahl X8Ni9;  $\vartheta = +20\text{ }^{\circ}\text{C}$ ;  $\dot{\epsilon}_m = 4,4 \cdot 10^{-5}\text{ s}^{-1}$

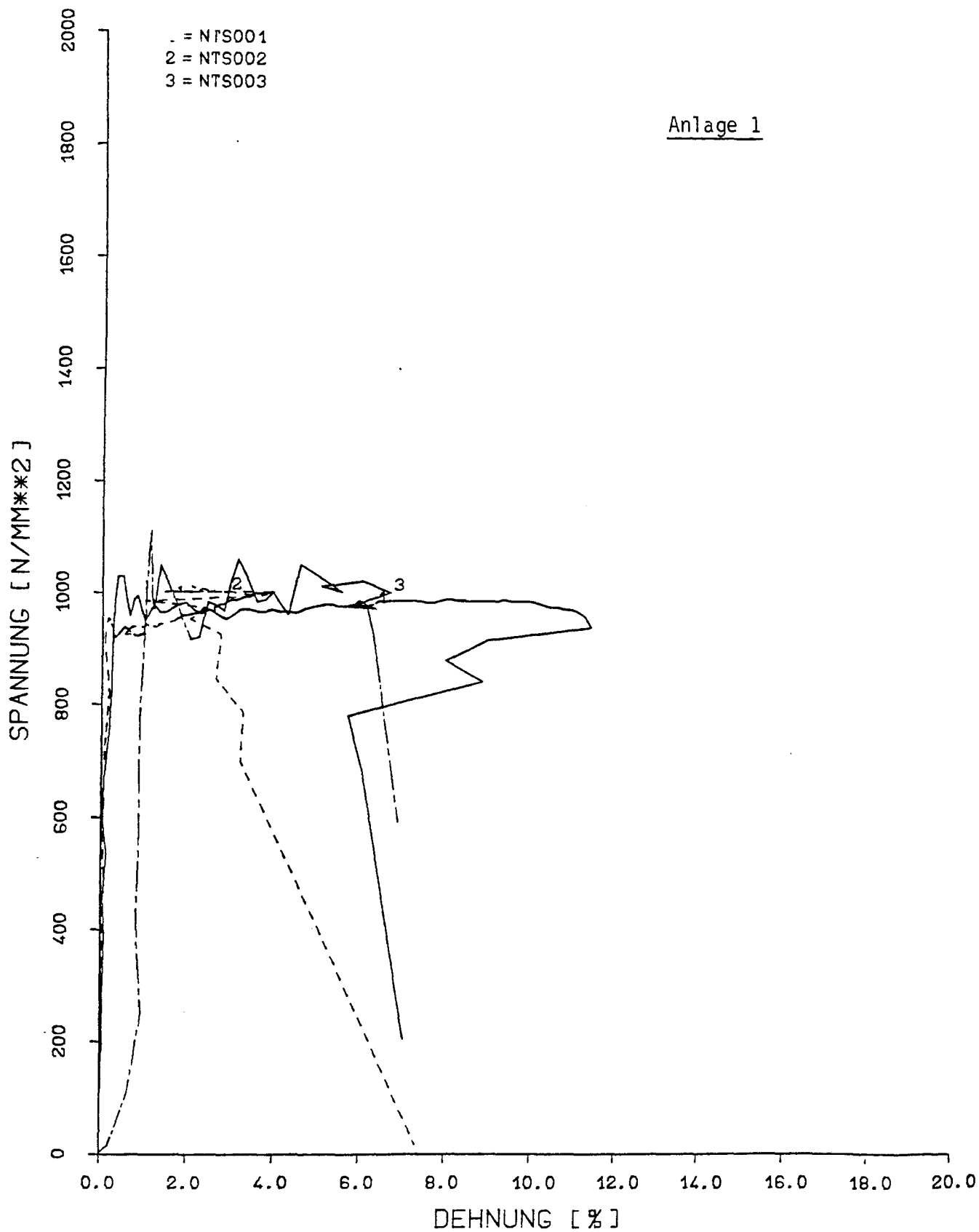


Baustahl X8Ni9;  $\vartheta = +20\text{ }^{\circ}\text{C}$ ;  $\dot{\epsilon}_m = 1,6\text{ s}^{-1}$

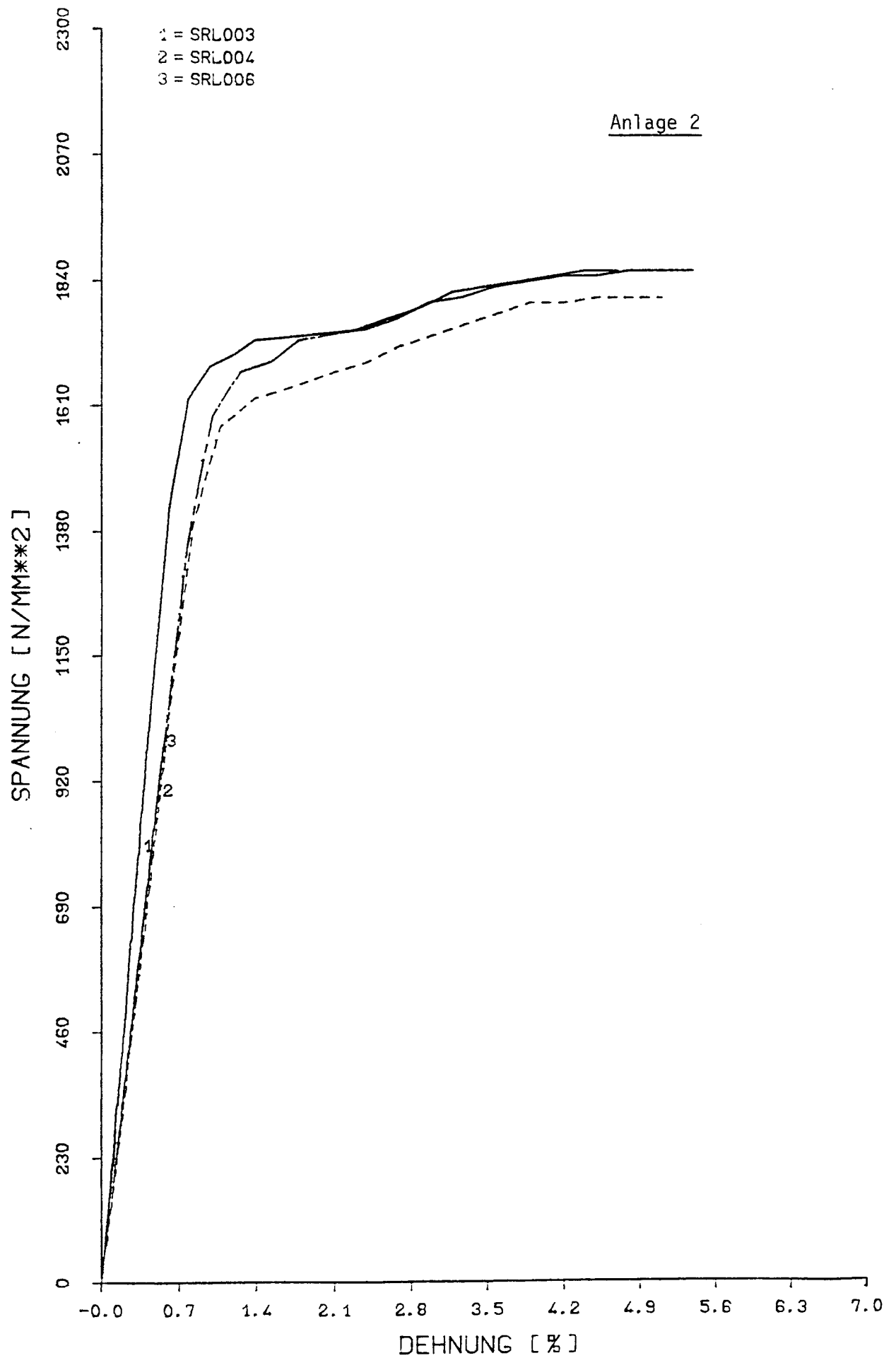




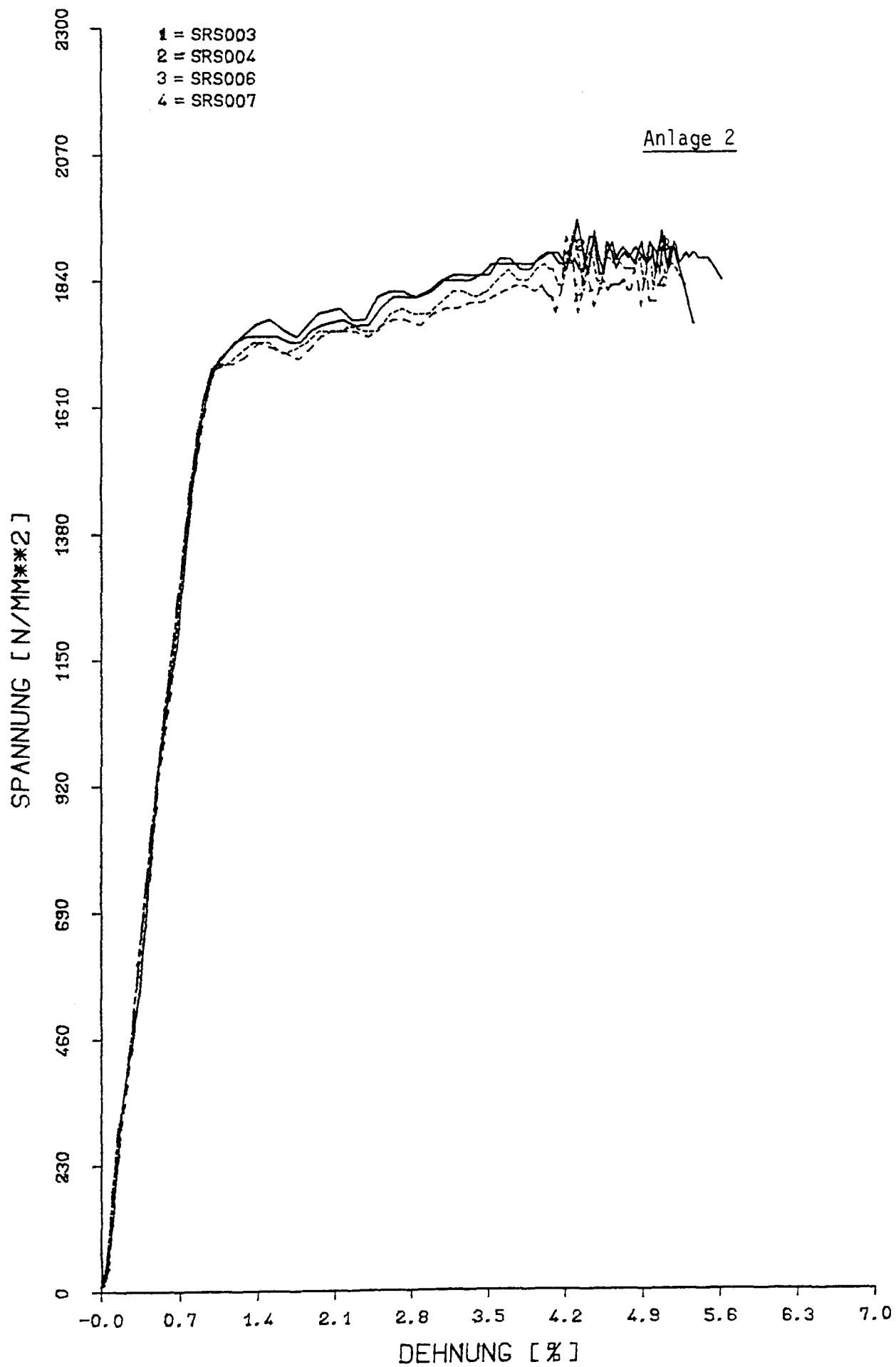
Baustahl X8Ni9;  $\vartheta = -165\text{ }^{\circ}\text{C}$ ;  $\dot{\epsilon}_m = 4,7 \cdot 10^{-5}\text{ s}^{-1}$



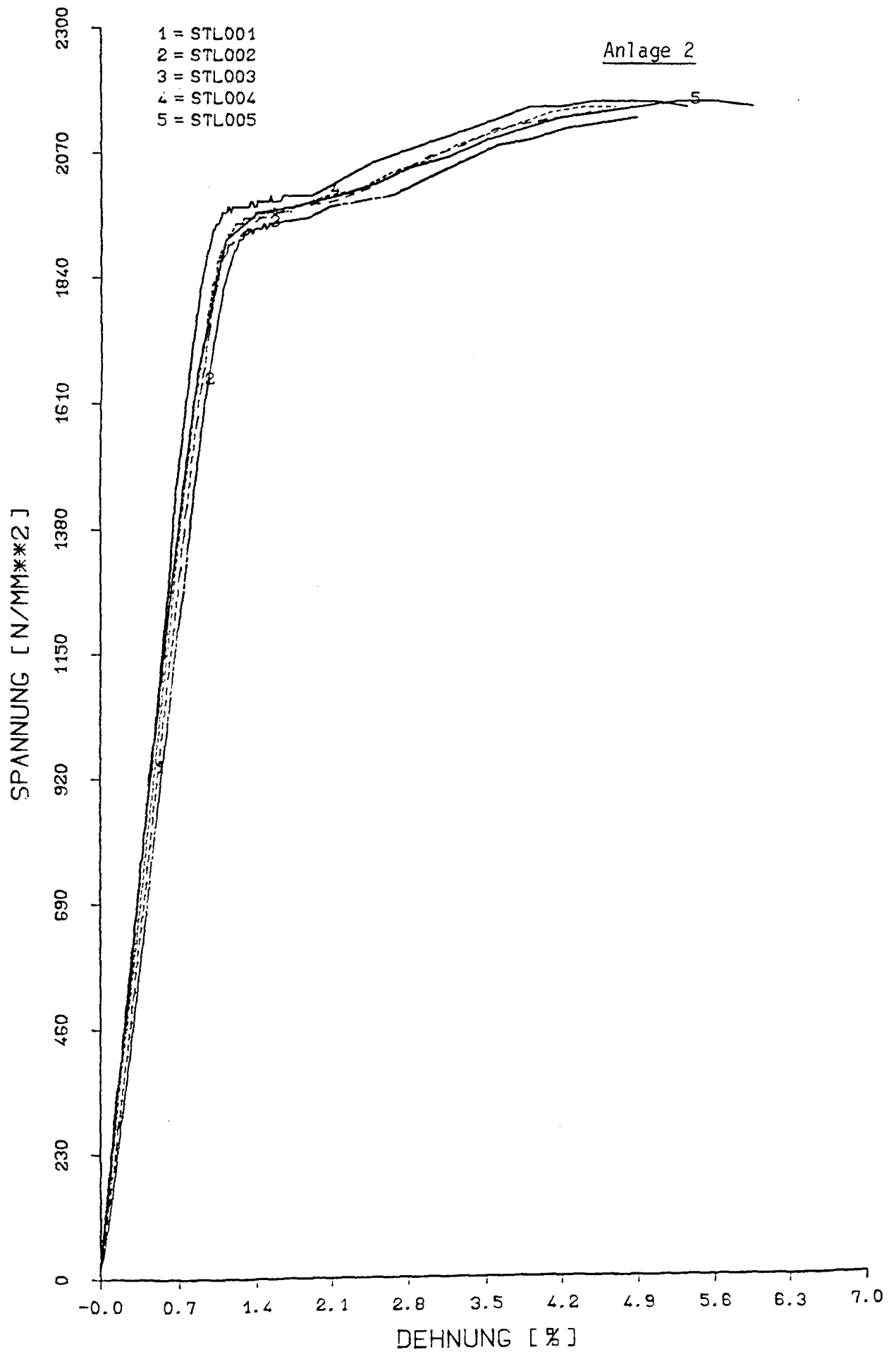
Baustahl X8Ni9;  $\vartheta = -165\text{ }^{\circ}\text{C}$ ;  $\dot{\epsilon}_m = 1,6\text{ (2,7) s}^{-1}$



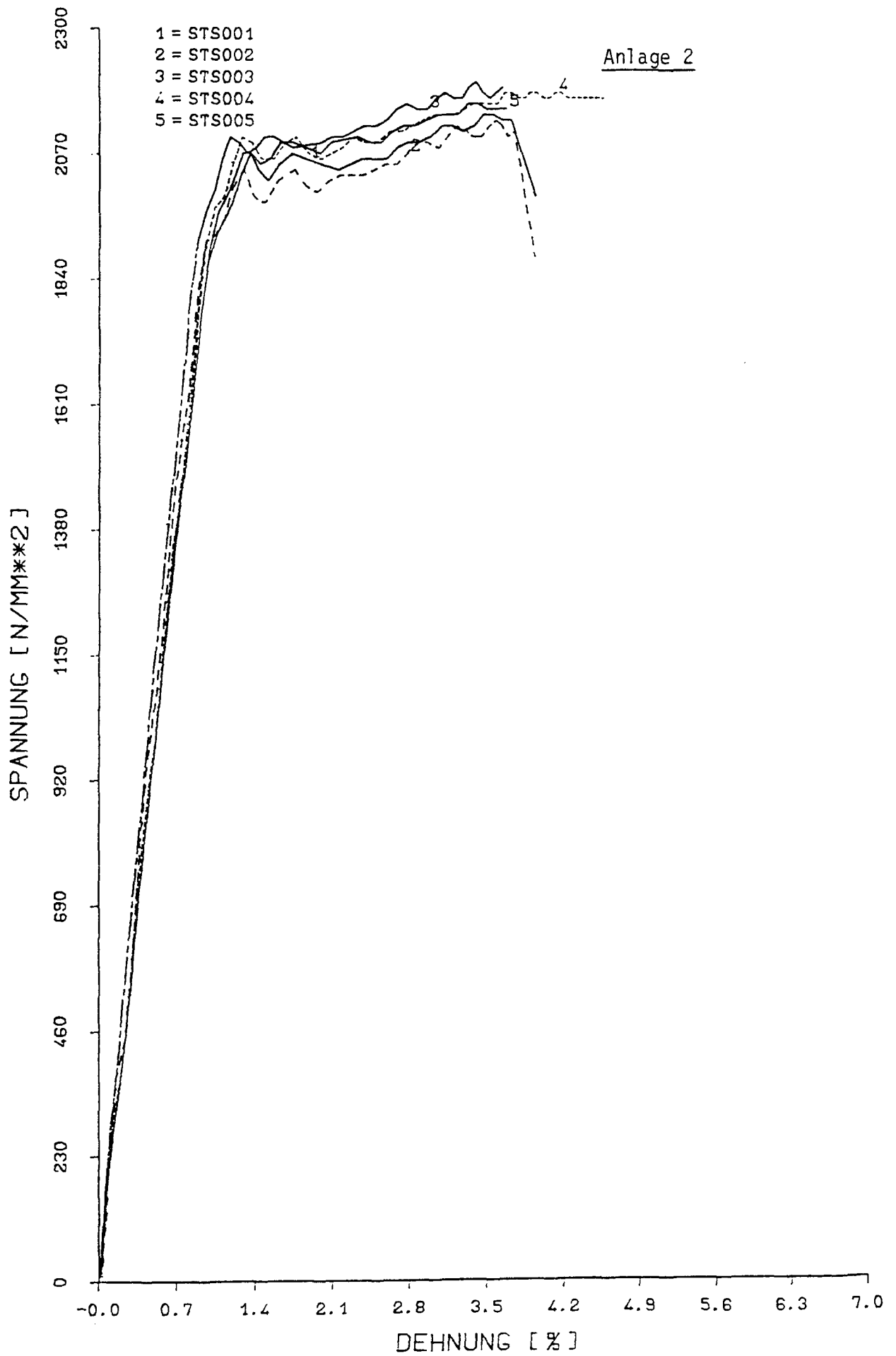
Spannstahl St 1470/1670;  $\vartheta = +20^{\circ}\text{C}$ ;  $\dot{\epsilon}_m = 2,7 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$



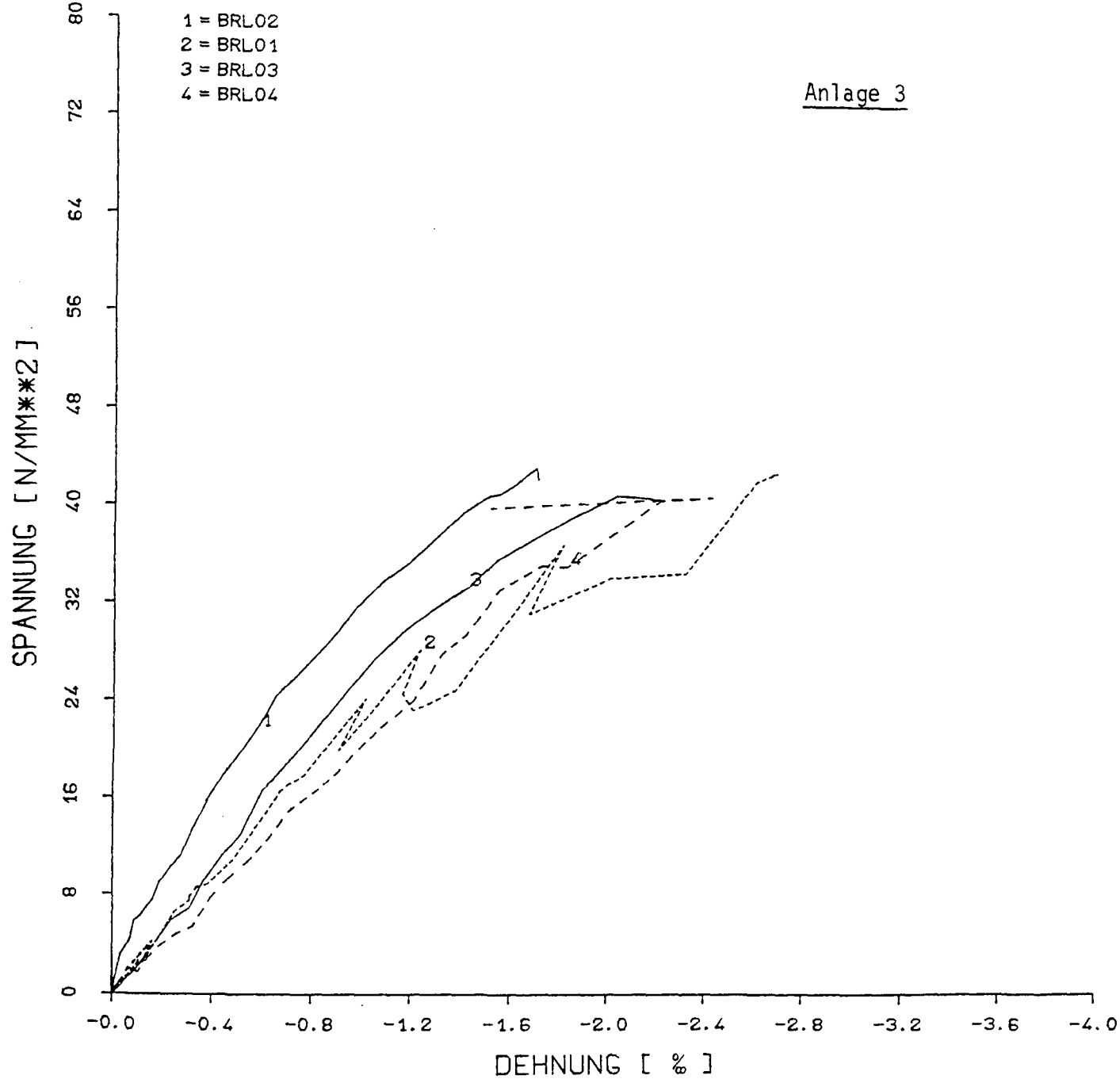
Spannstahl St 1470/1670;  $\vartheta = +20^{\circ}\text{C}$ ;  $\dot{\epsilon}_m = 0,7 \text{ s}^{-1}$



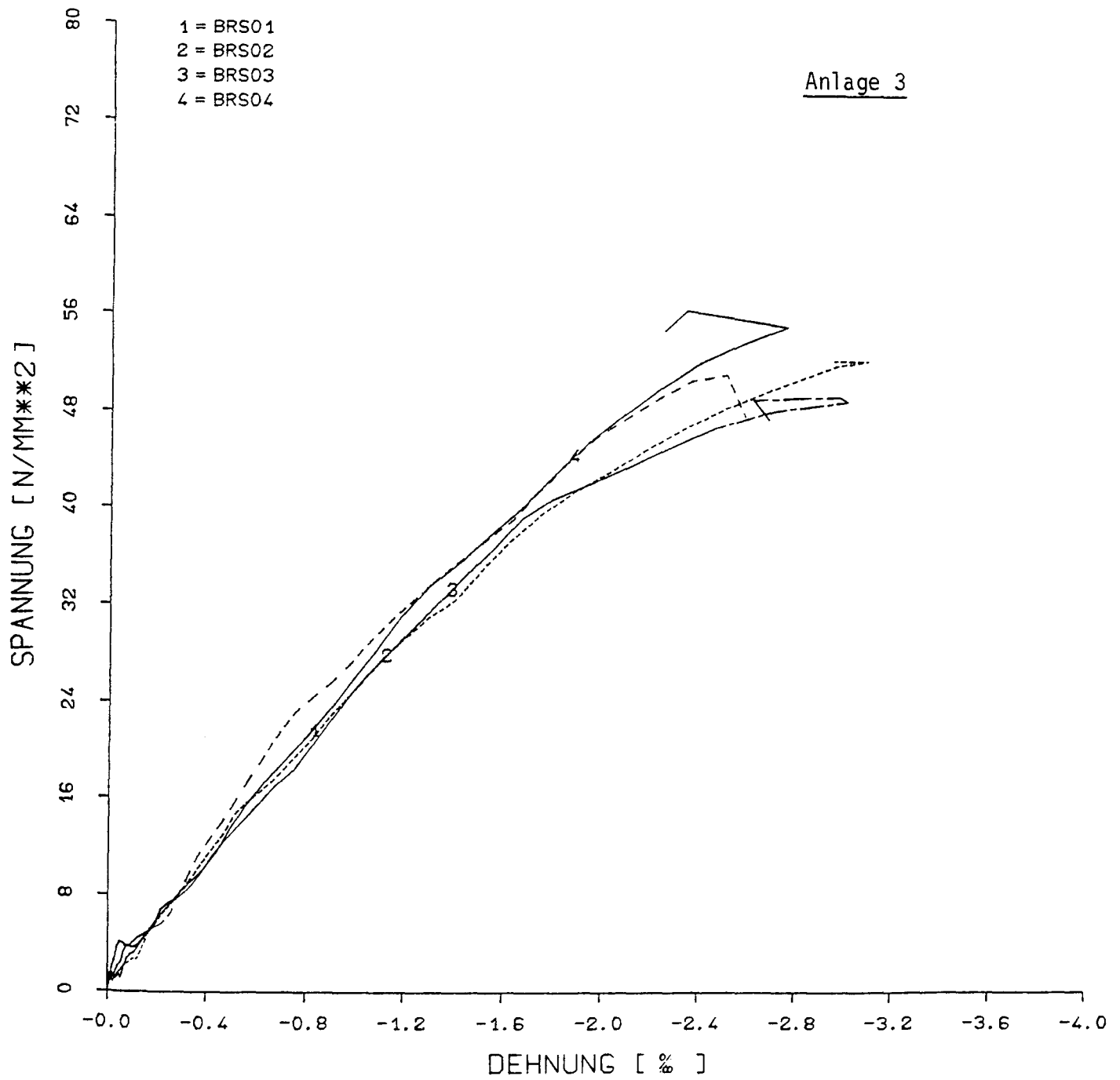
Spannstahl St 1470/1670;  $\vartheta = -165\text{ }^{\circ}\text{C}$ ;  $\dot{\epsilon}_m = 2,9 \cdot 10^{-5}\text{ s}^{-1}$



Spannstahl St 1470/1670;  $\vartheta = -165^{\circ}\text{C}$ ;  $\dot{\epsilon}_m = 0,8 \text{ s}^{-1}$

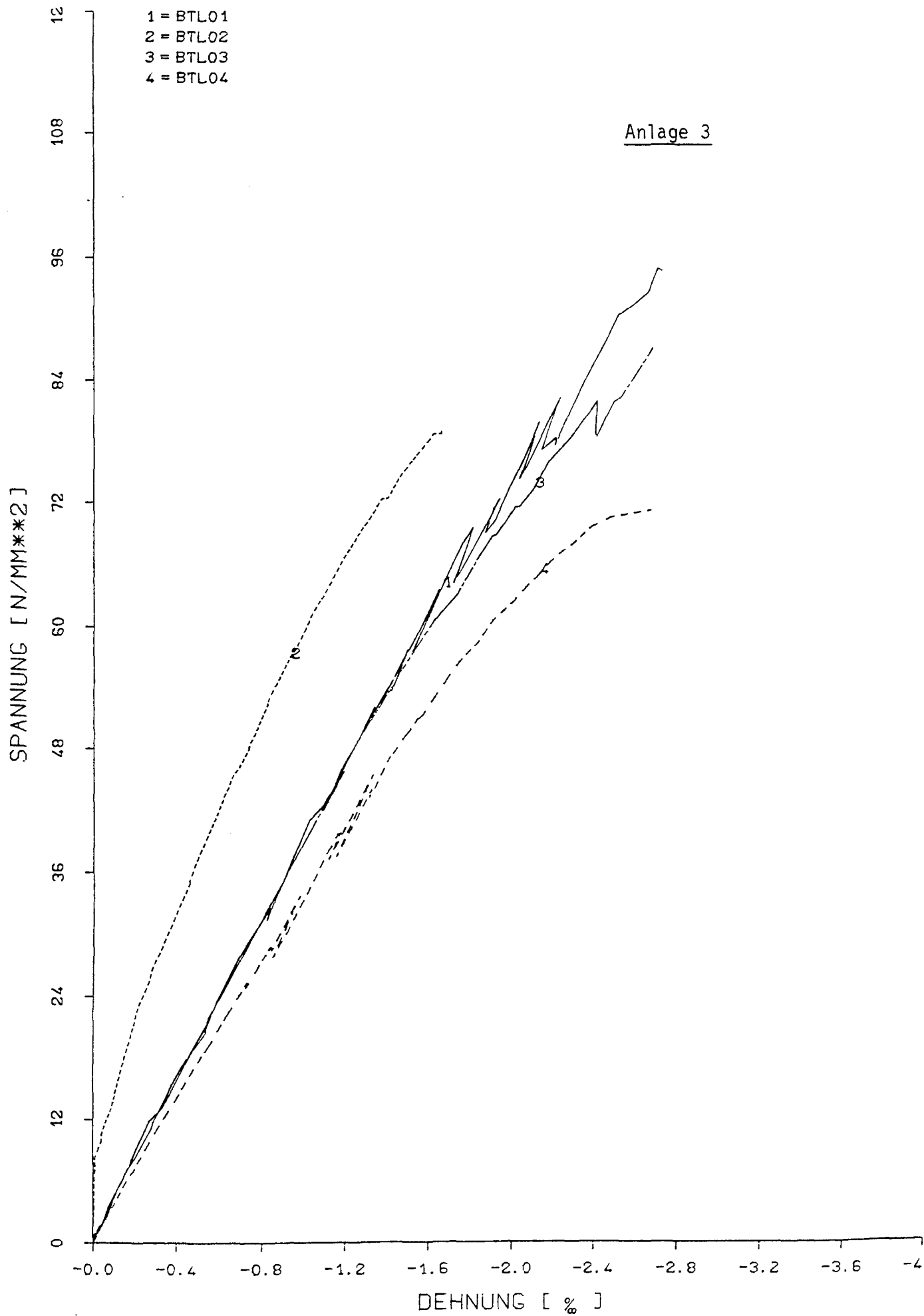


Beton B 45;  $\vartheta = +20\text{ }^{\circ}\text{C}$ ;  $\dot{\epsilon}_m = 1,4 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$

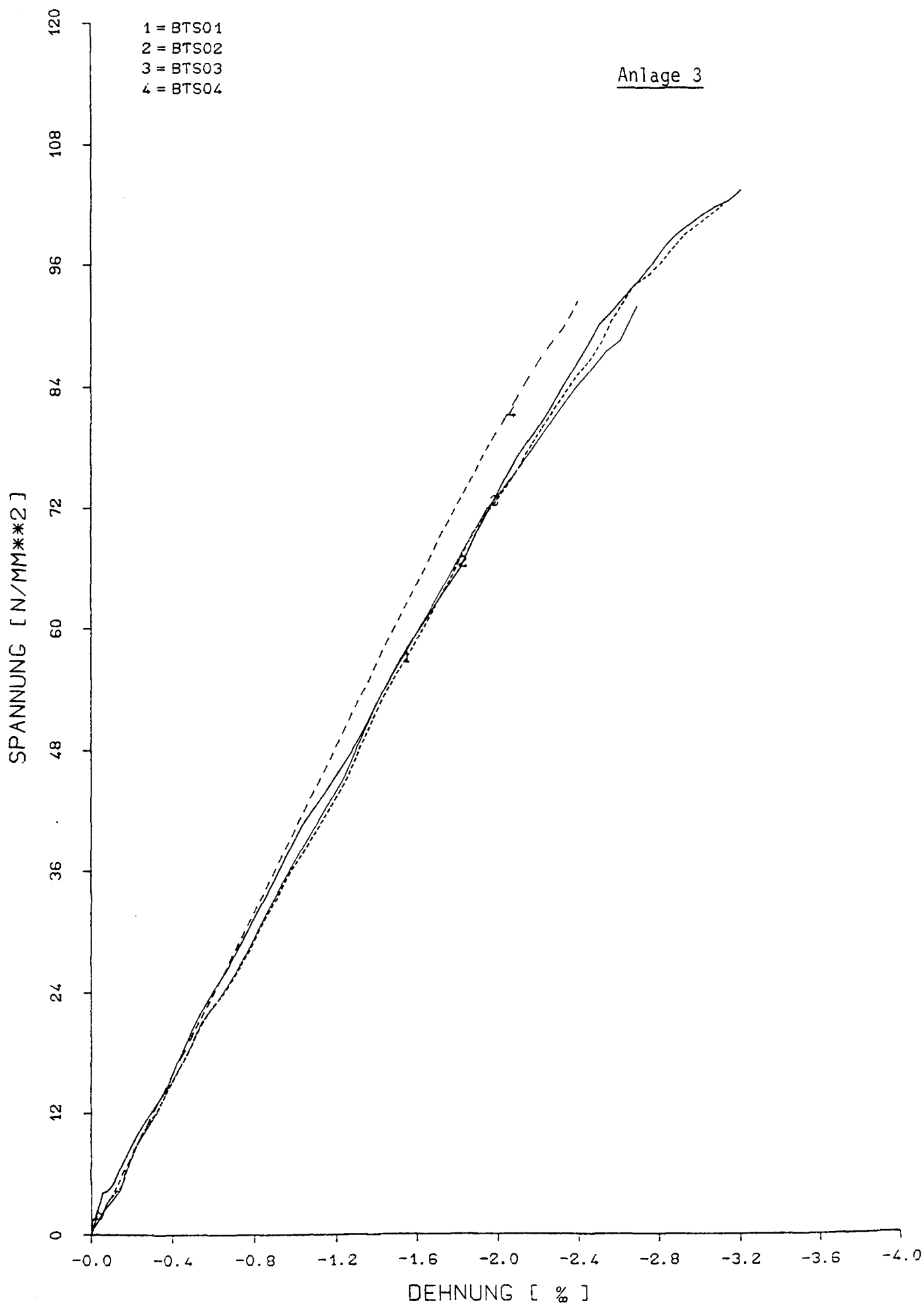


Beton B 45;  $\vartheta = +20\text{ }^{\circ}\text{C}$ ;  $\dot{\epsilon}_m = 0,1\text{ s}^{-1}$

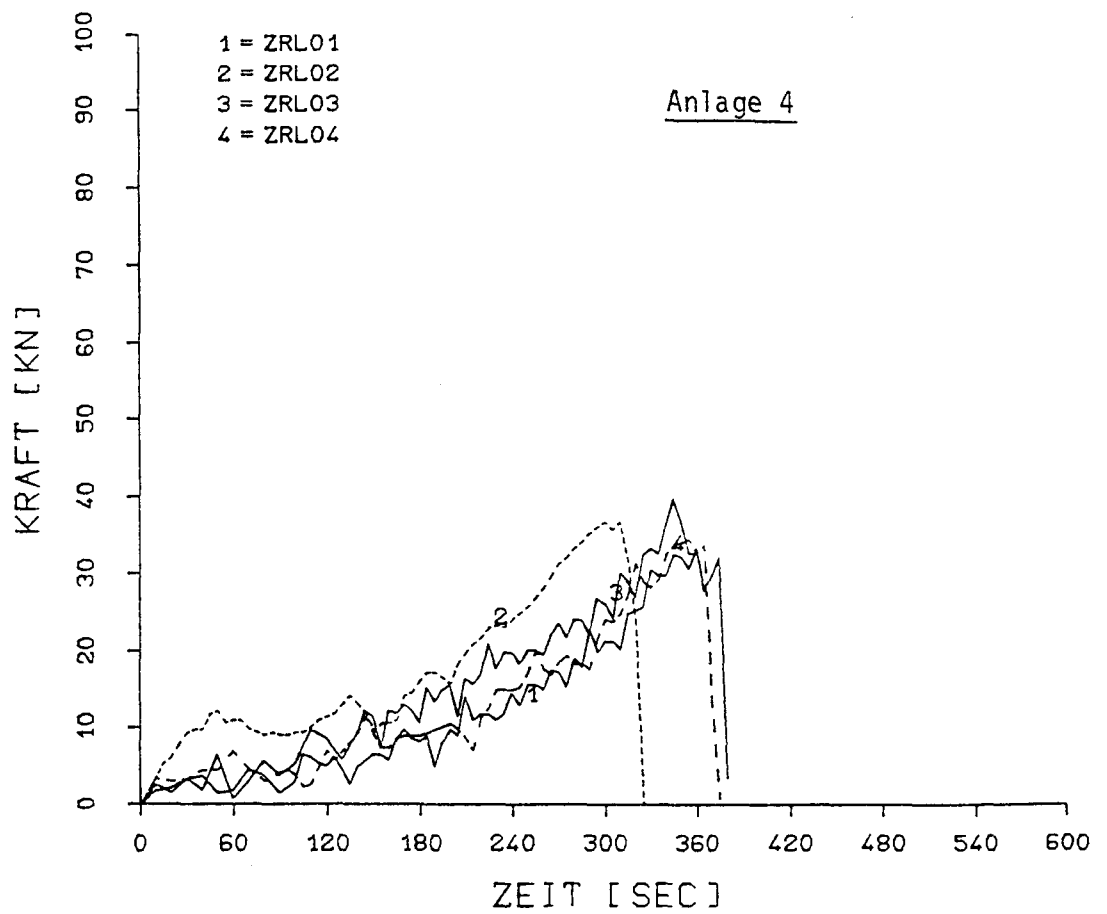




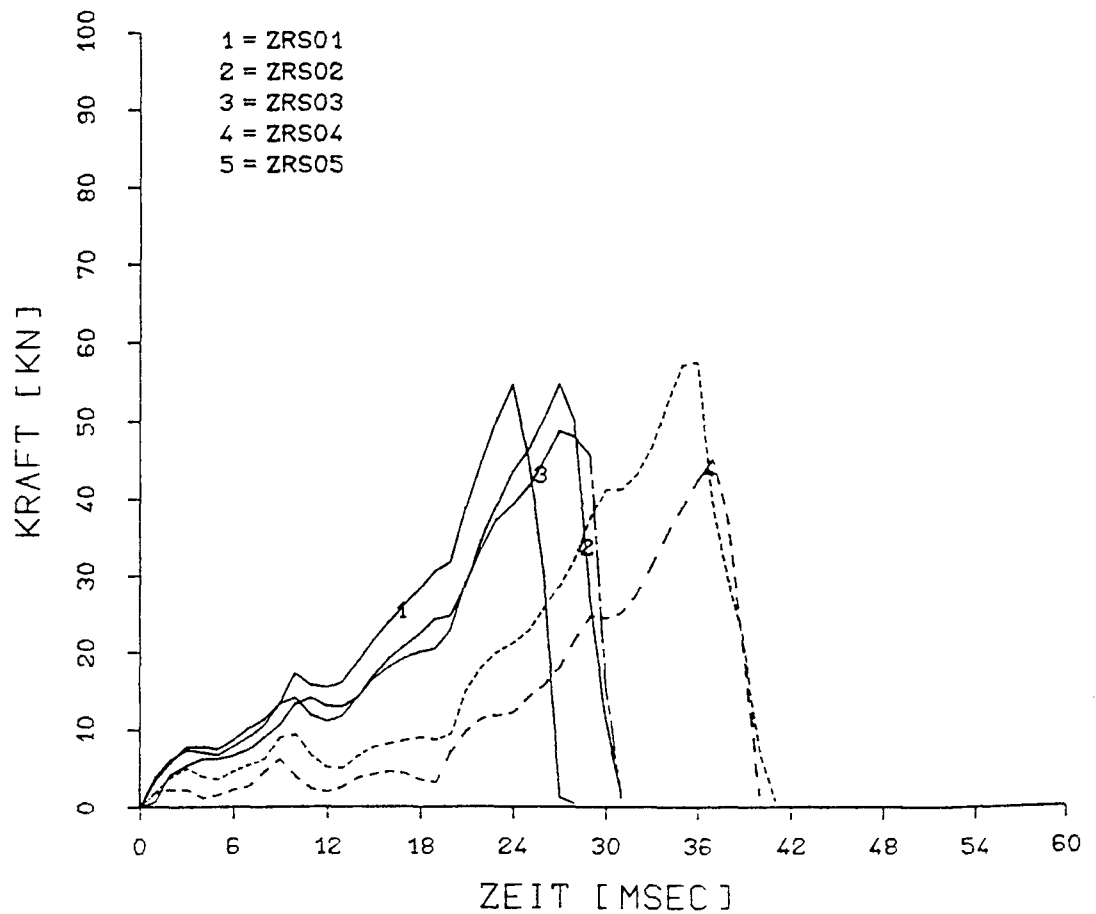
Beton B 45;  $\vartheta = -165^{\circ}\text{C}$ ;  $\dot{\epsilon}_m = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$



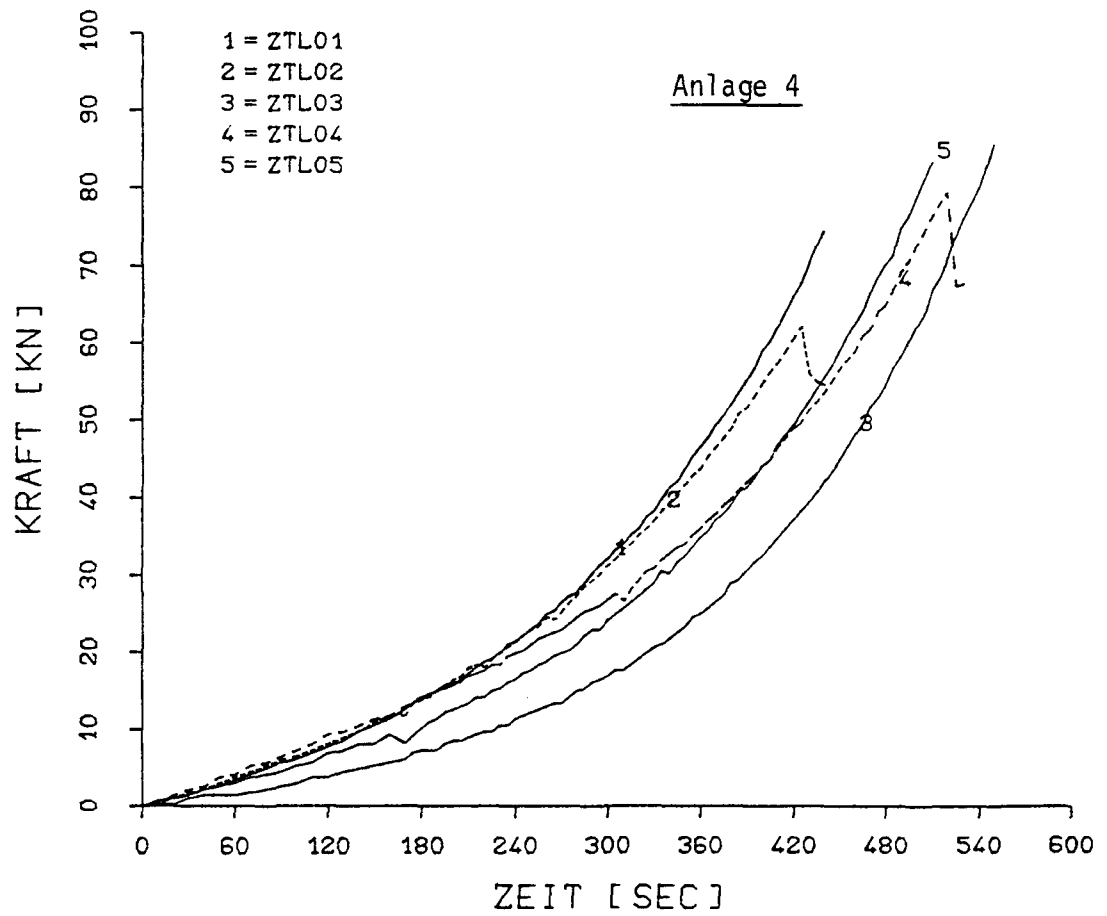
Beton B 45;  $\vartheta = -165^{\circ}\text{C}$ ;  $\dot{\epsilon}_m = 0,1 \text{ s}^{-1}$



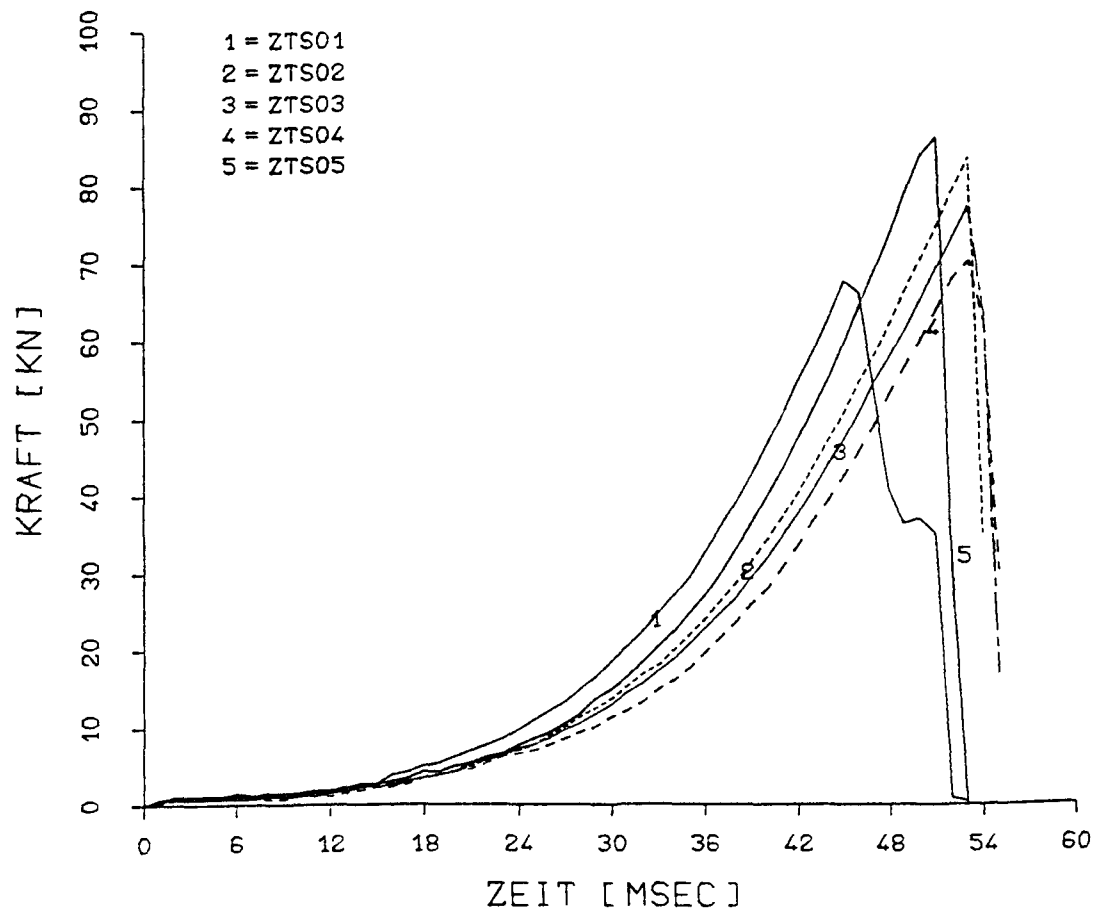
Beton B 45;  $\vartheta = +20^{\circ}\text{C}$ ;  $\dot{\epsilon}_m = 9,2 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$



Beton B 45;  $\vartheta = +20^{\circ}\text{C}$ ;  $\dot{\epsilon}_m = 1,4 \text{ s}^{-1}$



Beton B 45;  $\vartheta = -165^{\circ}\text{C}$ ;  $\dot{\epsilon}_m = 8,8 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$



Beton B 45;  $\vartheta = -165^{\circ}\text{C}$ ;  $\dot{\epsilon}_m = 1,4 \text{ s}^{-1}$

DBOR : 327  
s.d. 252  
Verof 1 : 0974

29. März 1985

30-0112